

Análisis de alternativas estructurales para edificios en altura de madera laminada encolada

Treball realitzat per:

Carlos Flores Fernández

Dirigit per:

Climent Molins Borrel

Màster en:

Enginyeria estructural i de la construcció

Barcelona, 9 de mayo de 2019

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER

RESUMEN

El desarrollo de las estructuras de madera ha sufrido una revolución gracias al desarrollo de la Madera Laminada Encolada, permitiendo conseguir mayores escuadrías, luces y aumentar la resistencia de los elementos estructurales. Si bien esto es cierto, aún es un campo joven y se están desarrollando números estudios en este sentido.

Por este motivo, en el presente Trabajo Final de Máster se realiza un análisis de diferentes alternativas estructurales para edificios en altura de Madera Laminada Encolada, partiendo de una construcción existente de Hormigón Armado de la cual ya se conoce su comportamiento.

Así, se puede estudiar la aptitud de las nuevas alternativas y apreciar si realmente es factible realizar edificaciones consideradas “estándar” con este material, que resulta más sencillo de manipular, más ligero y más respetuoso con el medio ambiente.

Para la correcta consecución de los objetivos, primero se consideran las propiedades mecánicas de la madera, haciendo hincapié en su comportamiento tensional, el estudio de sus deformaciones, su respuesta frente a situaciones de incendio y el dimensionamiento y comprobación de las uniones, que en este tipo de estructuras resulta un parámetro crítico. Posteriormente se aplican estos conceptos a la geometría arquitectónica del edificio existente, estableciéndose tres modelos diferentes de estudio.

Para el análisis estructural de los modelos definidos se ha utilizado el software de cálculo “Robot Structural Analysis” de la empresa Autodesk.

Puesto que las estructuras han de ser viables económicamente, se ha realizado una comparativa entre ellas y con la edificación existente de hormigón armado.

Por último, tras haber analizado el comportamiento del material y sopesado los resultados de las diferentes alternativas, tanto estructurales como económicos, se han obtenido una serie de conclusiones que pretenden aportar conocimiento para la progresiva implantación de este material en el mundo de la construcción de estructuras en altura.



ABSTRACT

The sector of wood structures has undergone a revolution thanks to Glued Laminated Wood development, allowing to obtain bigger sections, larger span ratios and more resistant structural elements. While this is true, wood structure's sector is still young and plenty of studies are still being developed.

This is the reason for this Master's Thesis final project to make an analysis of different structural alternatives for high rise buildings built with Laminated Glued Wood, taking an existing reinforced concrete building from which the structural behaviour is already known.

Thus, the competence of the new alternatives can be studied to learn whether it is really feasible to make standardized wood structures for buildings, a material easier to handle, lighter and more respectful with the environment.

For the right achievement of the objectives, the first step was to consider the wood's mechanical properties, emphasizing in its tensional behaviour, its strains, its fire response and the design and calculation of the joints, a critical parameter of wood structures. Later these concepts were applied to the architectural geometry of the existing building, establishing three different models of study.

The software used for the structural analysis of the defined models was "Robot Structural Analysis" from the company Autodesk.

Since the structures should be economically viable, a comparison has been made between the results obtained for the wood option and the existing data for the reinforced concrete option.

Finally, after analysing the material behaviour and weighing in the obtained results for the different alternatives, both structural and economical, the conclusions that have been reached aim to provide knowledge for the progressive implementation of this material in the world of the construction of high rise buildings.



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, me gustaría agradecer a Climent Molins todo el apoyo que me ha prestado durante los meses que ha durado el desarrollo del estudio, sus sabios consejos y la visión que me ha inculcado acerca del estudio de las estructuras.

También me gustaría mencionar a Alfonso Luis Basterra, profesor de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valladolid (ETSAVA), con él que he mantenido charlas acerca de la construcción en madera y el papel que este material jugará en el futuro.

Al Dr. Ramón Argüelles, Catedrático Emérito de La Universidad Politécnica de Madrid, y a los miembros de la Asociación de Investigación de las Industrias de la Madera (AITIM) por haberme resuelto las dudas que les he planteado.

Y por último, al despacho consultor de estructuras “Bernúz Fernández Arquitectes”, por haberme formado en conceptos arquitectónicos y estructurales, y poder reflejarlo en proyectos reales.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. OBJETO DEL ESTUDIO	2
1.3. CONTENIDO DEL ESTUDIO	3
1.4. ALTERNATIVAS	4
2. MATERIALES	5
2.1. INTRODUCCIÓN	5
2.2. ACERO	6
2.3. MADERA	6
2.3.1. MADERA LAMINADA ENCOLADA	6
2.3.2. TABLERO DE VIRUTAS ORIENTADAS (OSB)	7
2.3.3. TABLEROS DE MADERA CONTRALAMINADA (CLT)	8
3. MARCO TEÓRICO	9
3.1. BASES DE CÁLCULO	9
3.1.1. CONTENIDO DE HUMEDAD DE LA MADERA. CLASES DE SERVICIO	9
3.1.2. DURACIÓN DE LA CARGA. CLASES DE DURACIÓN DE LA CARGA	10
3.1.3. VALORES DE CÁLCULO	12
3.2. DEFORMACIONES	13
3.3. RESISTENCIA EN SITUACIONES DE INCENDIO	19
3.4. COMPROBACIÓN DE LAS SECCIONES	24
3.5. SOLICITACIONES NORMALES PARALELAS A LA FIBRA	24
3.5.1. COMPROBACIÓN E LAS TENSIONES TANGENCIALES	27
3.5.2. SOLICITACIONES NORMALES PERPENDICULARES A LA FIBRA	28
3.6. INESTABILIDAD	28
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	32
4.1. INTRODUCCIÓN	32
4.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	33
4.3. CARGAS	33
4.4. RESULTADOS ANÁLITICOS DE LOS MODELOS	35
4.4.1. ESTABILIDAD GLOBAL FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES	36
4.4.2. DEFORMACIONES	38
4.4.3. ESTADOS TENSIONALES	42
4.4.4. SITUACIONES DE INCENDIO	47

4.5.	DEFINICIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	48
4.5.1.	PILARES Y PANELES SOPORTE	48
4.5.2.	VIGAS	52
4.5.3.	ARRIOSTRAMIENTOS	53
4.5.4.	FORJADOS	54
4.6.	UNIONES	62
4.6.1.	INTRODUCCIÓN	62
4.6.2.	FUNDAMENTOS TEÓRICOS	62
4.6.3.	MÉTODO DE CÁLCULO	66
4.6.4.	UNIONES SEMIRRIGIDAS	77
5.	COMPARATIVA ECONÓMICA DE MODELOS	83
6.	CONCLUSIONES	88
6.1.	CONCLUSIONES GENERALES	88
6.2.	CONCLUSIONES ESPECÍFICAS	90
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
8.	ANEXOS	95

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1-1. VISTA DEL EDIFICIO Mjøstårnet en Brumunddal (Moelven).	1
FIGURA 1-2. UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE (GOOGLE MAPS).	2
FIGURA 1-3. MODELO-1. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS.	4
FIGURA 1-4. MODELO-2. CROSS LAMINATED.	4
FIGURA 1-5. MODELO-3. PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO.	4
FIGURA 2-1. PILAR DE MADERA LAMINADA.	7
FIGURA 2-2. PANEL DE "ORIENTE STRAND."	7
FIGURA 2-3. PANEL DE "CROSS LAMINATED TIMBER" (STORA ENSO).	8
FIGURA 3-1. MODELO DE GRIETAS DE DUGDALE (ARGÜELLES ET AL., 2013).	10
FIGURA 3-2. PROCESO DE CRECIMIENTO DE LA FISURA (MADSEN, B. Y NIELSEN, L.F. 1992).	11
FIGURA 3-3. CURVAS DE MADISON Y EC5 DONDE SE RELACIONA LA DURACIÓN DE LA CARGA CON LA RESISTENCIA (ARGÜELLES ET AL., 2013).	11
FIGURA 3-4. FASES DE LA DEFORMACIÓN.	13
FIGURA 3-5. GRÁFICA DE CARGA Y DESCARGA FRENTE A LA DEFORMACIÓN (ARGÜELLES ET AL., 2013).	14
FIGURA 3-6. COMPONENTES DE LA DEFORMACIÓN.	17
FIGURA 3-7. LIMITACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS.	18
FIGURA 3-8. ZONAS DE LA MADERA BAJO.	19
FIGURA 3-9. VELOCIDAD DE CARBONIZACIÓN.	19
FIGURA 3-10. PROFUNDIDAD DE.	20
FIGURA 3-11. FACTOR K_0 (CTE DB-SI).	21
FIGURA 3-12. SECCIÓN EFICAZ Y RESIDUAL EFICAZ.	22
FIGURA 3-13. CUADRO DE DIÁLOGO PARA LA.	22
FIGURA 3-14. DIAGRAMA DE TRACCIONES.	24
FIGURA 3-15. DIAGRAMA DE COMPRESIONES.	24
FIGURA 3-16. DIAGRAMA DE FLEXIÓN.	25
FIGURA 3-17. DIAGRAMA DE FLEXIÓN ESVIADA.	26
FIGURA 3-18. DIAGRAMA DE FLEXOTRACCIÓN.	26
FIGURA 3-19. DIAGRAMA DE FLEXOCOMPRESIÓN.	27
FIGURA 3-20. DIAGRAMA DE CORTANTE.	27
FIGURA 4-1. UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA (BLOQUE "C").	32
FIGURA 4-2. CLASIFICACIÓN DE LOS CASOS DE CARGA - TIEMPO DE DURACIÓN "RSA".	35
FIGURA 4-3. TIPOS DE ANÁLISIS EN FUNCIÓN DEL MODELO.	35
FIGURA 4-4. CENTRO DE GRAVEDAD Y CENTRO DE RIGIDEZ DE LAS PLANTAS DEL MODELO-1.	36
FIGURA 4-5. CENTRO DE GRAVEDAD Y CENTRO DE RIGIDEZ DE LAS PLANTAS DEL MODELO-2.	37
FIGURA 4-6. CENTRO DE GRAVEDAD Y CENTRO DE RIGIDEZ DE LAS PLANTAS DEL MODELO-3.	37
FIGURA 4-7. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO TOTAL (MM) DEL MODELO-1.	39
FIGURA 4-8. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO TOTAL (MM) DEL MODELO-2 CROSS LAMINATED TIMBER (CLT24).	40
FIGURA 4-9. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO TOTAL (MM) DEL MODELO-3.	41
FIGURA 4-10. MAPA DE APROVECHAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DEL MODELO-1 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GL30H).	42
FIGURA 4-11. MAPA DE APROVECHAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DEL MODELO-3 "PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GL30H) CON NÚCLEOS RÍGIDOS DE.	44
FIGURA 4-12. REACCIONES DE TRACCIÓN EN EL MODELO-2.	46
FIGURA 4-13. REACCIONES DE TRACCIÓN EN EL MODELO-3.	46
FIGURA 4-14. DESCRIPCIÓN DE LOS PILARES Y PANELES DE SOPORTE DE LOS DIFERENTES MODELOS (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS "AUTODESK" Y CALCULATIS "STORA ENSO").	49
FIGURA 4-15. CARACTERÍSTICAS PANEL PORTANTE TIPO A (CALCULATIS).	50
FIGURA 4-16. CARACTERÍSTICAS PANEL PORTANTE TIPO B (CALCULATIS).	51
FIGURA 4-17. CONDICIONANTES DE CÁLCULO, LIMITACIONES DE DESPLAZAMIENTOS Y DEFINICIÓN DE RESISTENCIA A FUEGO DE LOS ELEMENTOS TIPO VIGA (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS "AUTODESK").	51
FIGURA 4-18. DESCRIPCIÓN DE LAS VIGAS DE LOS DIFERENTES MODELOS (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS "AUTODESK").	52
FIGURA 4-19. CONDICIONANTES DE CÁLCULO, LIMITACIONES DE DESPLAZAMIENTOS Y DEFINICIÓN DE RESISTENCIA A FUEGO DE LOS ELEMENTOS TIPO VIGA (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS "AUTODESK").	52

FIGURA 4-20. DESCRIPCIÓN DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS	53
FIGURA 4-21. DEFINICIÓN DE ARRIOSTRAMIENTO Y CONCEPTO DE "BARRA-CELOSÍA" "AUTODESK")	53
FIGURA 4-22. DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO ARRIOSTRAMIENTO (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS "AUTODESK").	53
FIGURA 4-23. ANCHOS EFICACES EN VIGAS COMPUESTAS CON ALAS DELGADAS ENCOLADAS (UNE-EN-1995).	55
FIGURA 4-24. DEFINICIÓN DEL FORJADO LIGERO FORMADO POR "VIGAS DE ALAS DELGADAS ENCOLADAS" [FTE. PROPIA].	59
FIGURA 4-25. ESTADO DE CARGAS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DEL FORJADO TIPO EN CLT	60
FIGURA 4-26. VERIFICACIÓN Y GEOMETRÍA DEL PANEL DEL FORJADO TIPO EN SITUACIONES NORMALES Y SITUACIONES DE INCENDIO (SOFTWARE "CALCULATIS" DE STORA ENSO)	60
FIGURA 4-27. ESTADO DE CARGAS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DEL FORJADO DE CUBIERTA EN CLT	61
FIGURA 4-28. VERIFICACIÓN Y GEOMETRÍA DEL PANEL DEL FORJADO CUBIERTA EN SITUACIONES NORMALES Y SITUACIONES DE INCENDIO (SOFTWARE "CALCULATIS" DE STORA ENSO).	61
FIGURA 4-29. LONGITUDES NETAS A TRACCIÓN	64
FIGURA 4-30. FALLOS DE LA UNIÓN EN BLOQUE Y POR DESGARRO (FTE. PROPIA).	65
FIGURA 4-31. EFECTO DEL DESLIZAMIENTO DE LA CLAVIJA EN LA CAPACIDAD DE CARGA LATERAL (ARGÜELLES <i>ET AL.</i> , 2015).	69
FIGURA 4-32. VALORES DE T_1 Y T_2 ; A) PERNOS Y PASADORES; B) CLAVOS, GRAPAS Y TIRAFONDOS	69
FIGURA 4-33. MODOS DE FALLO EN SIMPLE CORTADURA ENTRE PIEZAS DE MADERA	71
FIGURA 4-34. MODOS DE FALLO EN DOBLE CORTADURA ENTRE PIEZAS DE MADERA	72
FIGURA 4-35. PLACA DE ACERO DELGADA (ARGÜELLES <i>ET AL.</i> , 2015).	72
FIGURA 4-36. PLACA DE ACERO DELGADA (ARGÜELLES <i>ET AL.</i> , 2015).	73
FIGURA 4-37. DOBLE CORTADURA CON PLACA CENTRAL (ARGÜELLES <i>ET AL.</i> , 2015).	73
FIGURA 4-38. DOBLE CORTADURA CON PLACAS DELGADAS LATERALES (ARGÜELLES <i>ET AL.</i> , 2015).	74
FIGURA 4-39. DOBLE CORTADURA CON PLACAS DELGADAS LATERALES (ARGÜELLES <i>ET AL.</i> , 2015).	74
FIGURA 4-40. SEPARACIONES Y DISTANCIAS MÍNIMAS ENTRE ELEMENTOS DE FIJACIÓN (UNE-EN 1995-1-1:2016).	75
FIGURA 4-41. DIÁMETRO	76
FIGURA 4-42. FUERZAS GENERADAS EN CADA ELEMENTO DE FIJACIÓN.	77
FIGURA 4-43. ÁNGULOS ENTRE UNA FUERZA F_i Y LA	79
FIGURA 4-44. CORTANTE GENERADO POR LAS FUERZAS.	80
FIGURA 4-45. DEFINICIÓN DE LOS RELAJAMIENTOS.	80
FIGURA 4-46. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA UNIÓN SEMIRRÍGIDA (MODELO-1).	81
FIGURA 4-47. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA UNIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO (MODELO-1).	81
FIGURA 4-48. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA UNIÓN PILAR-DINTEL (MODELO-3).	82
FIGURA 4-49. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA UNIÓN PILAR-DINTEL B (MODELO-3) (ROTHOBLAAS).	82

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2-1. COMPARATIVA DE CO ₂ EMITIDO PARA DIFERENTES MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN (BAUMAD).....	5
TABLA 2-2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE GL30H (STORA ENSO).....	7
TABLA 2-3. CLASIFICACIÓN DE LOS TABLEROS OSB (SONAE ARAUCO).....	7
TABLA 2-4. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS PANELES OSB/4 (SONAE ARAUCO).....	8
TABLA 2-5. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS PANELES CLT (STORA ENSO).....	8
TABLA 3-1. CLASES DE SERVICIO (UNE-EN 1995-1-1:2016).....	9
TABLA 3-2. EJEMPLOS DE ASIGNACIÓN DE LAS CLASES DE DURACIÓN DE LA CARGA (EN 1995-1-1:2004+A1:2008).....	12
TABLA 3-3. FACTOR K _{MOD} (UNE-EN 1995-1-1:2016).....	12
TABLA 3-4. VALORES DE K _{SER} PARA UNIONES DE MADERA Y TABLEROS DERIVADOS DE LA MADERA-MADERA, EN N/MM.....	15
TABLA 3-5. LIMITACIÓN DE LA FLECHA (CTE-DB-SE).....	18
TABLA 3-6. LIMITACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CTE-DB-SE).....	18
TABLA 3-7 VELOCIDAD DE CARBONIZACIÓN EFICAZ DE LA MADERA, Bo (CTE DB-SI).....	20
TABLA 3-8. COEFICIENTES DE SEGURIDAD EN COMBINACIÓN DE.....	21
TABLA 3-9. RESISTENCIA AL FUEGO SUFICIENTE DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (CTE-DB-SI).....	23
TABLA 3-10. LONGITUDES DE PANDEO EN BARRAS SIMPLES (UNE-EN 1990:2003).....	29
TABLA 3-11. VALORES DEL COEFICIENTE B _v PARA VIGAS DE SECCIÓN CONSTANTE CON DIFERENTES CONDICIONES DE CARGA Y DE RESTRICCIÓN EN LOS EXTREMOS (CTE DB-SE-M).....	30
PUESTO QUE LA ÚLTIMA PLANTA ESTÁ DESTINADA A SERVICIOS COMUNES E INSTALACIONES Y LA CUBIERTA ES TRANSITABLE ÚNICAMENTE PARA SU MANTENIMIENTO, LA ALTURA DEL EDIFICIO RESPECTO A LAS PERTINENTES CONSIDERACIONES DE FUEGO ESTÁ POR DEBAJO DE LOS 28,00 METROS Y SE PUEDE CONSIDERAR UNA R-90 PARA LA TOTALIDAD DEL EDIFICIO (VÉASE LA TABLA 3-9.).....	32
TABLA 4-1. ESTADO DE CARGAS DE LOS MODELOS.....	33
TABLA 4-2. CLASIFICACIÓN DE LAS CARGAS EN FUNCIÓN DE SU DURACIÓN (CTE-DB-SE-M).....	34
TABLA 4-3. COEFICIENTE K _{MOD} (UNE-EN 1995-1-1:2016).....	34
TABLA 4-4. CENTRO DE GRAVEDAD Y CENTRO DE RIGIDEZ DE LAS PLANTAS DEL MODELO-1.....	36
TABLA 4-5. CENTRO DE GRAVEDAD Y CENTRO DE RIGIDEZ DE LAS PLANTAS DEL MODELO-2.....	37
TABLA 4-6. CENTRO DE GRAVEDAD Y CENTRO DE RIGIDEZ DE LAS PLANTAS DEL MODELO-3.....	38
TABLA 4-7. DEFORMACIÓN DE LAS PLANTAS DEL MODELO-1.....	38
TABLA 4-8. RESUMEN DE RATIOS DE APROVECHAMIENTO EN ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO PARA LOS ELEMENTOS MÁS SOLICITADOS DEL MODELO-1 "PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GL30H)".....	39
TABLA 4-9. DEFORMACIÓN DE LAS PLANTAS DEL MODELO-2.....	40
TABLA 4-10. DEFORMACIÓN DE LAS PLANTAS DEL MODELO-3.....	41
TABLA 4-11. RESUMEN DE RATIOS DE APROVECHAMIENTO EN ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO PARA LOS ELEMENTOS MÁS SOLICITADOS DEL MODELO-3.....	41
TABLA 4-12. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE LOS MODELOS.....	42
TABLA 4-13. RESUMEN DE RATIOS DE APROVECHAMIENTO EN ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS PARA LOS ELEMENTOS MÁS SOLICITADOS DEL MODELO-1 "PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GL30H)".....	43
TABLA 4-14. RESUMEN DE RATIOS DE APROVECHAMIENTO EN ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS PARA LOS PANELES "TIPO A" MÁS SOLICITADOS DEL MODELO-2 CROSS LAMINATED TIMBER (CLT24).....	43
TABLA 4-15. RESUMEN DE RATIOS DE APROVECHAMIENTO EN ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS PARA LOS PANELES "TIPO B" MÁS SOLICITADOS DEL MODELO-2 CROSS LAMINATED TIMBER (CLT24).....	44
TABLA 4-16. RESUMEN DE RATIOS DE APROVECHAMIENTO EN ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS PARA LOS ELEMENTOS MÁS SOLICITADOS DEL MODELO-3 "PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GL30H) CON NÚCLEOS RÍGIDOS DE CROSS LAMINATED TIMBER (CLT24)".....	45
TABLA 4-17. REACCIONES DE TRACCIÓN EN EL MODELO-1.....	45
TABLA 4-18. RESUMEN DE RATIOS DE APROVECHAMIENTO EN SITUACIÓN DE INCENDIO PARA LOS ELEMENTOS MÁS SOLICITADOS DEL MODELO-1 "PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GL30H)".....	47
TABLA 4-19. RESUMEN DE RATIOS DE APROVECHAMIENTO EN SITUACIÓN DE INCENDIO PARA LOS ELEMENTOS MÁS SOLICITADOS DEL MODELO-3 "PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GL30H) CON NÚCLEOS RÍGIDOS DE CROSS LAMINATED TIMBER (CLT24)".....	48
TABLA 4-20. ANCHURA EFICAZ MÁXIMA DEL ALA DEBIDO A LOS EFECTOS DEL ARRASTRE POR CORTANTE Y DE LA ABOLLADURA.....	55
TABLA 4-21. COMPROBACIÓN DEL FORJADO LIGERO FORMADO POR "VIGAS COMPUESTAS DE ALAS DELGADAS ENCOLADAS" EN ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS Y DE SERVICIO.....	58

TABLA 4-22. COMPROBACIÓN DEL FORJADO LIGERO FORMADO POR "VIGAS COMPUESTAS DE ALAS DELGADAS ENCOLADAS" EN SITUACIONES DE INCENDIO.	58
TABLA 4-23. DEFINICIÓN DE LOS FORJADOS.	61
TABLA 4-24. NORMATIVA DE APLICACIÓN PARA LOS ELEMENTOS DE UNIÓN DEL TIPO CLAVIJA DEFINIDOS EN EL PRESENTE ESTUDIO.	66
TABLA 4-25. CASOS DE ESTUDIO DE LAS ECUACIONES DE JOHANSEN [JOHANSEN, K.W., 1949].	68
TABLA 4-26. UNIONES CON PERNOS. SEPARACIONES Y DISTANCIAS (UNE-EN 1995-1-1:2016).	75
TABLA 4-27. UNIONES CON PASADORES. SEPARACIONES Y DISTANCIAS (UNE-EN 1995-1-1:2016).	76
TABLA 4-28. SEPARACIONES Y DISTANCIAS MÍNIMAS A LA TESTA Y A LOS BORDES EN TIRAFONDOS CON CARGA AXIAL	76
TABLA 4-29. DISTANCIAS Y SEPARACIONES MÍNIMAS EN ELEMENTOS DE FIJACIÓN EN UNIONES CON CAPACIDAD DE TRANSMITIR MOMENTOS (RACHER, P., 1995).	79
TABLA 5-1. RESUMEN DE COSTES DEL MODELO-1.	83
TABLA 5-2. RESUMEN DE COSTES DEL MODELO-2.	84
TABLA 5-3. RESUMEN DE COSTES DEL MODELO-3.	85
TABLA 5-4. RESUMEN DE COSTES DEL MODELO-3*.	86
TABLA 6-1. COMPARATIVA DE PROPIEDADES MECÁNICAS ENTRE LA MADERA, EL HORMIGÓN ARMADO Y EL ACERO.	88

TABLA DE ECUACIONES

ECUACIÓN 3.1.....	9
(ECUACIÓN 3.2)	14
(ECUACIÓN 3.3)	15
(ECUACIÓN 3.4)	16
(ECUACIÓN 3.5)	16
(ECUACIÓN 3.6)	16
(ECUACIÓN 3.7)	20
(ECUACIÓN 3.8)	20
(ECUACIÓN 3.9)	20
(ECUACIÓN 3.10)	20
(ECUACIÓN 3.11)	20
(ECUACIÓN 3.12)	21
(ECUACIÓN 3.13)	21
(ECUACIÓN 3.14)	24
(ECUACIÓN 3.15)	24
(ECUACIÓN 3.16)	24
(ECUACIÓN 3.17)	24
(ECUACIÓN 3.18)	25
(ECUACIÓN 3.19)	25
(ECUACIÓN 3.20)	25
(ECUACIÓN 3.21)	25
(ECUACIÓN 3.22)	25
(ECUACIÓN 3.23)	25
(ECUACIÓN 3.24)	26
(ECUACIÓN 3.25)	26
(ECUACIÓN 3.26)	26
(ECUACIÓN 3.27)	26
(ECUACIÓN 3.28)	26
(ECUACIÓN 3.29)	26
(ECUACIÓN 3.30)	27
(ECUACIÓN 3.31)	27
(ECUACIÓN 3.32)	27
(ECUACIÓN 3.33)	27
(ECUACIÓN 3.34)	27
(ECUACIÓN 3.35)	27
(ECUACIÓN 3.36)	28
(ECUACIÓN 3.37)	28
(ECUACIÓN 3.38)	28
(ECUACIÓN 3.39)	29
(ECUACIÓN 3.40)	29
(ECUACIÓN 3.41)	29
(ECUACIÓN 3.42)	29
(ECUACIÓN 3.43)	29
(ECUACIÓN 3.44)	31
(ECUACIÓN 3.45)	31
(ECUACIÓN 3.46)	31
(ECUACIÓN 4.1)	56
(ECUACIÓN 4.2)	56
(ECUACIÓN 4.3)	56
(ECUACIÓN 4.4)	56
(ECUACIÓN 4.5)	56
(ECUACIÓN 4.6)	56
(ECUACIÓN 4.7)	56

(ECUACIÓN 4.8)	57
(ECUACIONES 4.9)	57
(ECUACIÓN 4.10)	57
(ECUACIÓN 4.11)	57
(ECUACIÓN 4.12)	57
(ECUACIÓN 4.13)	57
(ECUACIÓN 4.14)	57
(ECUACIÓN 4.15)	58
(ECUACIÓN 4.16)	62
(ECUACIÓN 4.17)	62
(ECUACIÓN 4.18)	63
(ECUACIÓN 4.19)	63
(ECUACIÓN 4.20)	63
(ECUACIÓN 4.21)	64
(ECUACIÓN 4.22)	64
(ECUACIONES 4.23)	64
(ECUACIÓN 4.24)	64
(ECUACIONES 4.25)	64
(ECUACIONES 4.26)	65
(ECUACIÓN 4.27)	65
(ECUACIÓN 4.28)	66
(ECUACIÓN 4.29)	66
(ECUACIÓN 4.30)	67
(ECUACIÓN 4.31)	67
(ECUACIÓN 4.32)	67
(ECUACIÓN 4.33)	67
(ECUACIÓN 4.34)	68
(ECUACIÓN 4.35)	68
(ECUACIÓN 4.36)	68
(ECUACIÓN 4.37)	70
(ECUACIONES 4.38)	70
(ECUACIONES 4.39)	71
(ECUACIONES 4.40)	72
(ECUACIONES 4.41)	73
(ECUACIONES 4.42)	73
(ECUACIONES 4.43)	74
(ECUACIONES 4.44)	74
(ECUACIÓN 4.45)	74
(ECUACIÓN 4.46)	75
(ECUACIÓN 4.47)	77
(ECUACIÓN 4.48)	78
(ECUACIÓN 4.49)	78
(ECUACIÓN 4.50)	78
(ECUACIÓN 4.51)	78
(ECUACIÓN 4.52)	78
(ECUACIÓN 4.53)	78
(ECUACIÓN 4.54)	78
(ECUACIÓN 4.55)	78
(ECUACIÓN 4.56)	79
(ECUACIÓN 4.57)	79
(ECUACIÓN 4.58)	79
(ECUACIÓN 4.59)	79
(ECUACIÓN 4.60)	80

TABLA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 3-1. RELACIÓN ENTRE EL MÓDULO DE DESLIZAMIENTO EN SERVICIO (K_{SER}) Y EL DIÁMETRO DE LA CLAVIJA.	16
GRÁFICO 3-2. RELACIÓN ENTRE EL MÓDULO DE DESLIZAMIENTO EN ELU (K_U) Y EL DIÁMETRO DE LA CLAVIJA.	17
GRÁFICO 5-1. RATIOS DEL COSTE DE LOS ELEMENTOS DEL MODELO-1.....	83
GRÁFICO 5-2. RATIOS DEL COSTE DE LOS ELEMENTOS DEL MODELO-2.....	84
GRÁFICO 5-3. RATIOS DEL COSTE DE LOS ELEMENTOS DEL MODELO-3.....	85
GRÁFICO 5-4. RATIOS DEL COSTE DE LOS ELEMENTOS DEL MODELO-3*.....	86
GRÁFICO 5-5. RESUMEN DEL COSTE DE LOS MODELOS.....	87

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

Hoy en día el mundo está sufriendo una nueva revolución enfocada a la mejora de lo existente, así, por ejemplo, se están desarrollando nuevas tecnologías alternativas a los motores de combustión interna de los vehículos, se aplican nuevas tecnologías que generan menos CO₂, las formas de cultivo vuelven a patrones más sostenibles y, entre otros muchos aspectos, esta revolución está llegando también a la construcción, más concretamente, al mundo de las estructuras.

Si bien se están realizando numerosos avances en el mundo del hormigón, con aditivos que reduzcan su peso, le confieran mayores prestaciones o mejoren su estética, sigue siendo un material muy contaminante y salvo casos contados, se requiere la adición de acero para conferirle resistencia a la tracción, y por ende, flexibilidad. Por otro lado, se encuentra el acero, que a excepción de su corrosión y su comportamiento frente a situaciones de incendio es un material excelente, pero resulta muy costoso.

Es por ello que las industrias de la construcción están volviendo a los orígenes, y se está invirtiendo en el desarrollo de la madera como una alternativa para las grandes estructuras.

Es un material nativo, entendiendo por tal el generado por la naturaleza que además, dado que se extrae de los árboles y éstos son entes vivos que han sufrido una serie de esfuerzos a lo largo de toda su “vida”, está creado explícitamente para resistir dos tipos de fuerzas: las de compresión, debido a las tensiones de su propio peso más el de la nieve que se acumula en sus copas, y las de flexión, generadas por las fuerzas del viento.

La madera sufrió una revolución gracias a Otto Hetzer, que en 1872 (Basterrara Otero, L., 2018) desarrolló la “Madera Laminada Encolada”, cuyo concepto reside en la concatenación de pequeños eslabones de madera, con una probabilidad de presencia de defectos mucho menor que en las piezas de gran escuadría de madera aserrada, asegurando así unas resistencias más elevadas, permitiendo la creación piezas de mayores dimensiones y ofrecer un material competitivo en el mundo de las estructuras.

El avance de esta tecnología ha impulsado la construcción con madera, habiéndose alcanzado alturas de 33,00 metros en Inglaterra (Dalston Lane, Londres), 53,00 metros (binderholz, 2019) en Canadá (Brocks Commons, Vancouver) (archdaily, 2019) y llegando a los 84,50 metros en Noruega (Mjøstårnet, Brumunddal) (moelven, 2019). Y la ambición sigue, pues en Japón se ha llegado a plantear un edificio de 350 metros de altura (Baumad, 2018), aunque éste está aún en fase de proyecto.

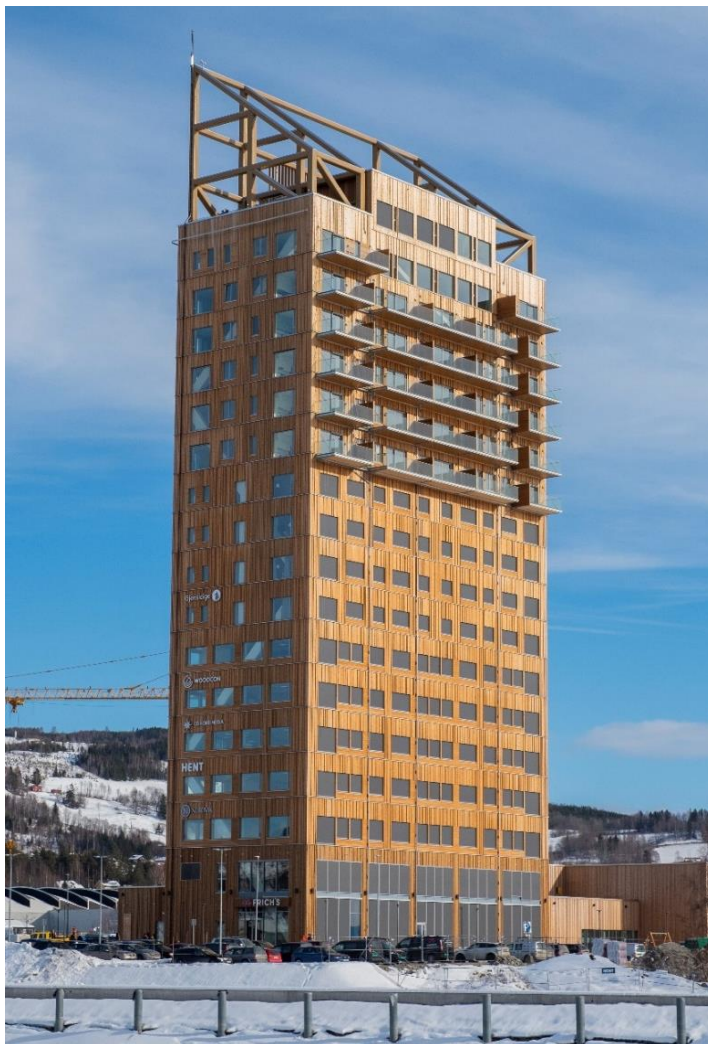


Figura 1-1. Vista del edificio Mjøstårnet en Brumunddal (Moelven).

1.2. OBJETO DEL ESTUDIO

Una vez ubicado el papel de la madera estructural en la actualidad, en el presente estudio se quiere demostrar la validez de este material para la construcción de edificios en altura desde el punto de vista de la resistencia estructural, las deformaciones implícitas y la realización de un balance económico con edificios ejecutados con materiales ordinarios de la construcción, como es el caso del hormigón armado.

Es por ello que se analiza el edificio ubicado entre la calle de la ciutat de Granada y la calle de Bolivia, en el término municipal de Barcelona, distrito de Poble Nou. Dicho edificio fue definido con una tipología estructural basada en hormigón armado y forjados reticulares, planteando una disposición libre para los pilares, viéndose facilitado el estudio y cálculo de la misma dada la geometría arquitectónica.

En el presente estudio se ha obviado la primera fase de ejecución que consistía en un aparcamiento subterráneo, coronado por jácenas de gran canto en las que descansaban los pilares de la estructura sobre la rasante. No obstante, esta simplificación está del lado de la seguridad, puesto que la estructura que se definirá a continuación de madera generará unas cargas considerablemente inferiores a la existentes con la tipología del hormigón.

Cabe destacar que cuando se estudian las estructuras de madera, las uniones significan uno de los puntos cruciales en el análisis y diseño de las mismas. En parte se debe a que es prácticamente imposible asegurar empotramientos perfectos, por lo que estas estructuras suelen conllevar altos grados de traslacionalidad.

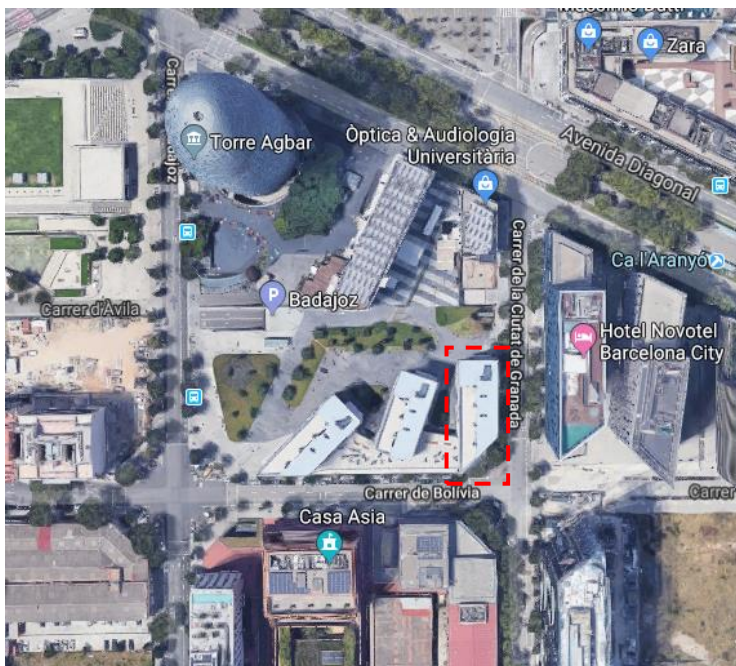


Figura 1-2. Ubicación de la estructura existente (Google maps).

No obstante, en el apartado “4.6.4. Uniones semirrígidas” se analizan unos nudos con capacidad de absorber momentos flectores, denominados nudos en corona, y se obtienen unos coeficientes de rigidez que hacen posible la consideración de momentos negativos en estos encuentros, aumentando las tensiones en detrimento de disminuir las deformaciones y la necesidad de arriostramientos.

El análisis estructural del edificio se ha llevado a cabo mediante el software de cálculo Robot Structural Analysis Professional de Autodesk (versión estudiante) para el total de la estructura, el software “Calculatis” de la casa Stora Enso para el predimensionamiento de los paneles de “Cross Laminated Timber”, y hojas de cálculo desarrolladas con el software Excel de Microsoft para el cálculo de las uniones. Asimismo, se han consultado diferentes fuentes y catálogos de fabricantes con el fin de estandarizar los perfiles y paneles empleados.

Cabe destacar que en el presente estudio no se han analizado las vibraciones ni las propiedades acústicas de la estructura.

A medida que se vaya desarrollando el marco teórico se establecerán los criterios de aplicación para la definición y análisis del presente estudio, de este modo, se facilita la comprensión del comportamiento del material y su aplicación en estructuras de madera.

1.3. CONTENIDO DEL ESTUDIO

En el presente estudio se quiere analizar el comportamiento de un edificio en altura cuando éste ha sido definido mediante una estructura de madera. Para ello el estudio se divide en cinco grandes bloques:

El primero de ellos hace referencia a los materiales que se emplearán en la definición del edificio, entendiendo por tales la madera y el acero. La madera servirá como material base para los elementos resistentes principales de la estructura, mientras que el acero hace referencia a las clavijas y placas de las uniones y, en el caso de ser necesario, para los arriostramientos.

A continuación, se establece el marco teórico donde se expone el comportamiento de la madera con el fin de establecer las bases de los parámetros de cálculo de la estructura. Entre otros aspectos, en él se exponen las propiedades mecánicas de la madera y el estudio de sus deformaciones, su comportamiento frente a situaciones de incendio y la comprobación de las piezas, ya sea frente a estados tensionales o a la inestabilidad.

En el siguiente apartado, se describen las tres alternativas del estudio basadas en la definición arquitectónica del edificio. Se realiza un análisis estructural con el software de cálculo Robot Structural Analysis y se obtienen los resultados de su comportamiento frente a las solicitaciones a las que se verá sometido a lo largo de su vida útil, todo ello acorde a la normativa vigente. También se definen las uniones, que suponen uno de los parámetros críticos del diseño en las estructuras de madera. Su estudio es más complejo que el análisis de piezas individuales, dado que en ellas se concentran varios tipos de solicitaciones e intervienen dos materiales con propiedades mecánicas dispares. Dado que las uniones de madera se suelen modelizar como articulaciones perfectas, se hará hincapié en el estudio de las que poseen capacidad de absorber momento flector. Éstas, debido a la geometría que describen las clavijas empleadas se denominan “Uniones en corona”.

Una vez definida la tipología estructural de los tres modelos, y verificado su comportamiento frente a Estados Límites Últimos, Estados Límites de Servicio y Situaciones de Incendio, se procede a la comparación económica, entre ellos y frente a la estructura de hormigón armado ya ejecutada. En este apartado se reflejan las ventajas e inconvenientes de cada modelo desde el punto de vista monetario, y por consiguiente, la posibilidad de su ejecución.

Finalmente, se exponen las conclusiones extraídas del estudio divididas en dos grupos. El primero de ellos hace referencia al comportamiento intrínseco de la madera, y en el segundo bloque se exponen las conclusiones específicas de las alternativas analizadas, donde se pondrán de manifiesto los puntos más relevantes de dicho estudio.

Por último, se adjuntan los Anexos donde se justifican todos los cálculos realizados paralelamente a los softwares descritos. Estos son la definición de las cargas de viento, el análisis de los diferentes forjados (ligero y “Cros Laminated Timber”) y el dimensionamiento y comprobación de las uniones.

1.4. ALTERNATIVAS

Para la definición del presente proyecto se han barajado diferentes posibilidades con la finalidad de hallar la solución más óptima. Es por ello que se ha partido de un diseño estructural basado en pórticos de madera, adaptando su geometría a la planta de arquitectura y en función de los resultados obtenidos se han planteado diferentes disposiciones y tipologías de los elementos estructurales resistentes.

La filosofía seguida para el desarrollo de la estructura se basa en la definición de los pórticos manteniendo las relaciones luz/canto apropiadas para elementos estructurales de madera. Las uniones se han definido como articuladas en todo momento y se han obtenido los esfuerzos en cada una de las barras. Con dichos esfuerzos se han dimensionado las piezas de los modelos y posteriormente se han verificado frente a Estado Límites de Servicio. Una vez aprobados los dos requisitos anteriores, se ha sometido a los elementos estructurales a la Situación de Incendio, y para aquellas piezas en las que no se verificaba tal criterio se le ha aplicado una protección pasiva.

Para la primera de las alternativas se ha optado por la rigidización de los marcos mediante cruces de San Andrés en las zonas donde la arquitectura lo permite (divisiones entre viviendas y huecos de instalaciones). Además, se han planteado uniones con capacidad de absorber momento flector en la conexión entre los pilares y dinteles de los pórticos, con el fin de dotar a la estructura de mayor rigidez. Este sistema se basa en las construcciones habituales de estructura metálica, donde los arriostramientos son los elementos encargados de transformar las cargas horizontales del viento en cargas verticales que los pilares transmitirán a cimentación.

El segundo modelo se basa en el sistema actual de construcción de estructuras de madera mediante paneles de "Cross Laminated Timber" o paneles de Madera Contralaminada. Frente al modelo anterior, éste permite una ejecución más rápida y más limpia de la estructura, puesto que las piezas se pueden considerar "prefabricadas" en taller mediante modelado numérico y la realización de las uniones es mucho más sencilla.

Por último, habiendo sopesado los dos modelos anteriores se ha definido un tercero aprovechando las ventajas de cada modelo. La rigidez será aportada por paneles de "Cross Laminated Timber" que harán las veces de muros de cortante frente a las acciones horizontales, mientras que las cargas gravitatorias serán transmitidas a cimentación mediante pilares. De este modo, el modelo-3 resulta como una sucesión de pórticos rectos de madera con muros de cortante que aportan la rigidez necesaria al conjunto estructural.

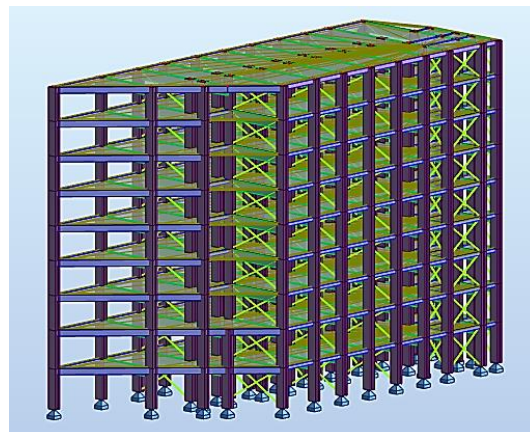


Figura 1-3. Modelo-1. Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GLh) con uniones semirrígidas y rótulas.

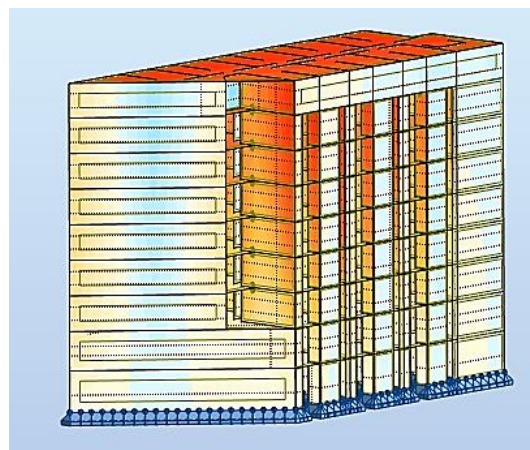


Figura 1-4. Modelo-2. Cross Laminated Timber (CLT24).

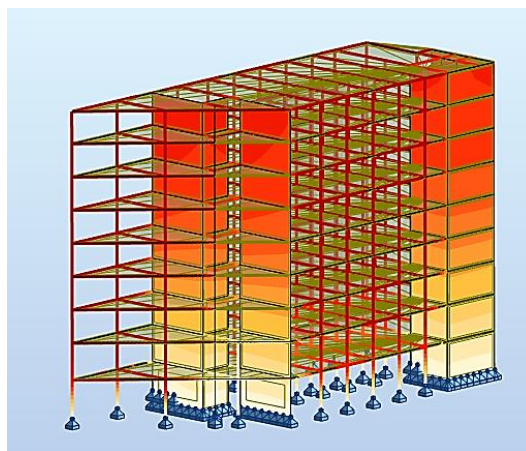


Figura 1-5. Modelo-3. Pórticos sin arriostramiento de Madera Laminada Encolada (GLh) con núcleos rígidos de Cross Laminated Timber (CLT).

2. MATERIALES

2.1. INTRODUCCIÓN

Uno de los aspectos más relevantes que motiva la construcción de estructuras con madera es el balance ecológico que conlleva. Mientras que el uso de otros materiales implica la emisión de cantidades muy elevadas de CO₂ y la contaminación paisajística del medio, con la madera el balance total es positivo.

Por ejemplo, para la puesta en obra del hormigón armado primero se ha de extraer el mineral, a continuación cocerlo en altos hornos para generar el Clinker, llevarlo a la planta de hormigonado y posteriormente transportarlo hasta la obra en el tiempo requerido para evitar su fraguado en la cuba. Todo este proceso consume cantidades muy altas de energía, en su mayoría procedente de combustibles fósiles, con las consiguientes emisiones de CO₂.

Por el contrario, para la ejecución de una estructura con madera, primero ha de crecer el árbol, proceso en donde el CO₂ es consumido, no generado. A este proceso se le denomina “almacenado de CO₂”, a continuación se tala el árbol y se transporta el rollizo a la factoría, allí se manipula y, si se da el caso, se transforma en Madera Laminada Encolada. Posteriormente se transporta a obra y, si el proceso de fabricación se ha llevado a cabo correctamente, su instalación se realiza con rapidez. Esta rapidez implica menor consumo de energía, que sumado al CO₂ almacenado, arroja un balance negativo para la madera desde el punto de vista de las emisiones de gases (a pesar del producido en su transporte y manufacturación (Cecobois, 2010).

En la siguiente figura se muestra el balance de consumo y emisiones de CO₂ para materiales empleados en la construcción. Se puede apreciar que el material que más gases de efecto invernadero genera es el aluminio, seguido del hormigón armado y del acero. Por otro lado, la madera presenta un resultado positivo de cara a este criterio.

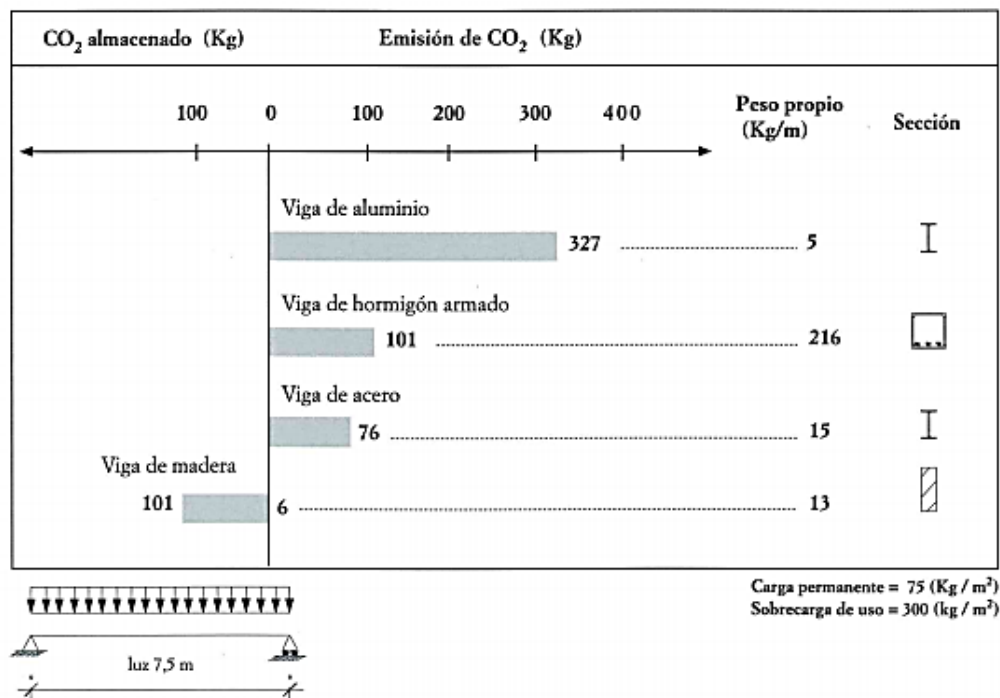


Tabla 2-1. Comparativa de CO₂ emitido para diferentes materiales de construcción (baumad).

A continuación se exponen la características más relevantes de los materiales que se emplearán para la definición de los modelos estructurales del estudio.

2.2. ACERO

El acero que se empleará en el presente estudio hace referencia a los medios de unión de las conexiones se han de ejecutar y los posibles arriostramientos.

Se diferencian dos grupos de aplicación de este material:

- El primero hace referencia a los perfiles metálicos empleados en el modelo-1 Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GLH), y a las placas que se han de emplear en las uniones. El tipo de acero empleado es S-275-JR para los arriostramiento y Z-275 para las placas [UNE-EN 1993-1-8:2013].
- En el segundo se incluyen todos los elementos de fijación, tirafondos, pernos y pasadores que se proyectan en los diferentes modelos. Las calidades de los mismos variarán en función de las exigencias de cálculo de la unión con el fin de evitar su excesiva plastificación y la consiguiente pérdida de capacidad de la conexión.

2.3. MADERA

Durante siglos, la madera ha sido uno de los principales materiales de construcción, tanto en construcciones pequeñas como de gran envergadura. Hasta la producción económica del acero en formato industrial, la madera fue el único material capaz de resistir esfuerzos de flexión, lo que permitió salvar vanos de grandes luces y realizar edificaciones que aún hoy siguen en pie, como puede ser el caso de forjados de palacios, cimentaciones profundas de puentes romanos e incluso la recién derruida “aguja” de la Catedral de Notre Dame en París.

No obstante, la forma de proyectar las estructuras con este material ha sufrido una revolución y es por ello que, a pesar del “saber acumulado” se ha recurrido a documentación especializada para definir los conceptos básicos de los sistemas estructurales (Arriaga. F, 1994 y Code National du Bâtiment, 2010).

En la definición de la estructura se han empleado diferentes tipologías de madera en función de los requisitos que las solicitudes implican. Se han definido un total de tres tipos, Madera Laminada Encolada, que se empleará para la mayor parte de los elementos estructurales del edificio; Tableros de Virutas Orientadas para una de las tipologías de forjados definidos; y Paneles de Madera Contralaminada, que se utilizarán en diversos casos.

Cada uno de ellos está pensado para resistir un tipo de esfuerzos, y por ello se definirán en las zonas donde mejor se puedan aprovechar sus ventajas.

2.3.1. MADERA LAMINADA ENCOLADA

Es el material del que se compone la mayor parte de la estructura. Las piezas de Madera Laminada Encolada o “Glued Laminated Timber” (GLH) se forman a partir de varas láminas de madera aserrada, de la misma o distinta calidad¹. Estas tablas se unen entre sí mediante adhesivos aplicados en sus testas. Sus dimensiones están limitadas por la escuadría de las láminas, considerándose el máximo comercial de 240 milímetros (Basterrara Otero, L., 2018).

Sus escuadrías se han optimizado para el cálculo, tanto en los Estados Límites Últimos como en los Estados Límites de Servicio. No obstante, dados los condicionantes de la Resistencia a Incendio y los estrictos parámetros que se exigen en las uniones, las escuadrías se han aumentado. De este modo podría considerarse que la estructura está sobredimensionada en cuanto a resistencias y deformaciones, sin embargo, está optimizada respecto a las uniones y situaciones de incendio.

¹ Si se emplean maderas de la misma calidad se agrega el sufijo “h”, indicando que la madera es homogénea (GLh). Por el contrario, si las calidades son diferentes se añade “c”, que hace referencia a una madera laminada combinada (GLc).

Puesto que la Madera Laminada Encolada se ha desarrollado potencialmente en las últimas décadas, se ha optado por esta tipología de material que ofrece unas características resistentes mayores a las maderas aserradas. En parte esto se debe a:

- La ausencia de nudos, dado que las escuadrías primarias de las que se compone el total de la escuadría laminada son menores, y es posible realizar piezas controlando la presencia de nudos (Madsen, 1992).
- Las dimensiones, tanto en escuadría como en luz, son mucho mayores a las de la madera aserrada y la principal limitación es su transporte.
- Alta estabilidad frente al fuego.
- Resistencia a los agentes químicos agresivos.

Por otro lado, dadas las exigencias a las que la estructura se va a ver sometida se ha establecido una clase resistente GL30h, es decir, con una resistencia característica a flexión y compresión paralela a la fibra de 30 N/mm², y una composición homogénea de sus láminas:



Figura 2-1. Pilar de Madera Laminada Encolada" (Egoín).

MATERIAL	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \text{ min}}$	$E_{0,mean}$	$G_{0,mean}$	$G_{r,mean}$
GL30h	30,00	24,00	0,50	30,00	2,50	3,50	1,20	13.600,00	650,00	60,00

*Todas las unidades están expresadas en N/mm²

Tabla 2-2. Propiedades mecánicas de GL30h (Stora ENSO).

2.3.2. TABLERO DE VIRUTAS ORIENTADAS (OSB)

La nomenclatura OSB se debe a su designación en inglés "Oriented Strand Board" y se definen como tableros formados por el encolado, y posterior prensado con aplicación de calor, de virutas procedentes de la madera con unas dimensiones establecidas. Las capas externas del panel se orientan con las virutas en sentido longitudinal, mientras que las centrales se disponen de forma ortogonal, dando lugar a una diferencia de propiedades entre ambas direcciones (FSC España, 2018).

La principal ventaja mecánica de estas piezas es la ausencia de nudos, puesto que está formado por virutas, eliminando así zonas débiles del tablero. Además, su resistencia a la rotura y a la torsión son muy elevadas.

Su clasificación se divide en cuatro grupos acorde a la norma UNE-EN 300:



Figura 2-2. Panel de "Oriented Strand Board" (Sonae Arauco).

CLASE	DESCRIPCIÓN	USO ESTRUCTURAL
OSB/1	Tableros para uso general e interiores en ambiente seco.	NO
OSB/2	Tableros para uso en ambiente seco.	SI
OSB/3	Tableros para ambiente húmedo.	SI
OSB/4	Tableros de alta prestación para ambiente húmedo.	SI

Tabla 2-3. Clasificación de los tableros OSB (Sonae Arauco).

Este tipo de elemento estructural se empleará en la definición de las alas de los forjados ligeros (vigas compuestas de alas delgadas encoladas) y, habiendo realizado una comparativa de sus propiedades resistentes y su comportamiento frente al fuego, se ha establecido un tablero de la clase OSB/4 con las siguientes propiedades mecánicas.

ESPESOR	$f_{m,0,k}$	$f_{m,90,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \min}$	$E_{0,mean}$	$E_{90,mean}$	$G_{90,mean}$
6 - 10	24,50	13,00	11,90	8,50	18,10	14,30	6,90	1,10	6.780	2.680	1.090
10 - 18	23,00	12,20	11,40	8,20	17,60	14,00					
18 - 32	21,00	11,40	10,90	8,20	17,00	13,70					

*Todas las unidades están expresadas en N/mm²

Tabla 2-4. Propiedades mecánicas de los paneles OSB/4 (Sonae Arauco).

Como se puede apreciar en la tabla, a medida que aumenta el espesor del panel, la resistencia a flexión, tracción y compresión disminuye. Esto se debe a que la probabilidad de encontrar imperfecciones aumenta al haber más volumen de material.

2.3.3. TABLEROS DE MADERA CONTRALAMINADA (CLT)

Conocidos por sus siglas en inglés Cross Laminated Timber (CLT), éstos son paneles formados por varias capas de madera aserradas encoladas entre sí, al igual que la madera laminada encolada, pero en este caso las capas sucesivas se disponen de forma ortogonal, alternando sus fibras y confiriéndoles una gran estabilidad dimensional.

Se dimensional de tal forma que el mínimo número de laminas sea de 3, puesto que las externas se colocan en sentido longitudinal paralelo a la fibra. Cuando los paneles están formados por más de tres capas, las longitudinales se pueden agrupar de dos en dos. Su elevada estabilidad dimensional se debe al hecho de la disposición cruzada de sus fibras, porque las laminas longitudinales retienen la deformación de las cruzadas, aumentando la resistencia del conjunto en sentido transversal y consiguiendo un reparto de las cargas en los dos ejes.



Figura 2-3. Panel de "Cross Laminated Timber" (Stora Enso).

Si la Clase de servicio es del tipo 1 o 2, los paneles de CLT pueden trabajar como elementos estructurales del tipo muro y forjado, permitiendo así la total definición de la estructura con un único material (Modelo CLT). Como se trata de una suma de capas de madera aserrada, las propiedades mecánicas del CLT se pueden obtener a partir de la madera maciza. La distribución de las tensiones se calcula a raíz de la rigidez de sus láminas, teniendo en cuenta la deformación por cortante de las capas perpendiculares y teniendo en cuenta un modelo elástico lineal.

En la tabla adjuntada a continuación se definen las propiedades de los paneles CLT empleados en el presente estudio:

MATERIAL	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \min}$	$E_{0,mean}$	$G_{0,mean}$	$G_{r,mean}$
C24	24,00	14,00	0,35	21,00	2,40	4,00	1,25	12.500,00	690,00	50,00

*Todas las unidades están expresadas en N/mm²

Tabla 2-5. Propiedades mecánicas de los paneles CLT (Stora ENSO).

3. MARCO TEÓRICO

3.1. BASES DE CÁLCULO

3.1.1. CONTENIDO DE HUMEDAD DE LA MADERA. CLASES DE SERVICIO

Las propiedades mecánicas de la madera se ven altamente influenciadas por su contenido de humedad, viéndose las primeras mermadas cuando éste aumenta.

Los ensayos para determinar las propiedades mecánicas de la madera se realizan bajo unas condiciones ambientales determinadas ($20 \pm 2^\circ\text{C}$ y $65 \pm 5\%$ de humedad relativa), lo que se traduce en un contenido de humedad del 12%.

$$\Delta H(\%) = \frac{P_h - P_s}{P_s} \cdot 100 \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Cuando el contenido de humedad de la madera en servicio difiera, se ha de realizar una corrección en sus propiedades mecánicas.

Con tal fin las estructuras se agrupan dentro de las clases de servicio, definidas en base a la Temperatura y a la humedad relativa del aire.

- Clase de servicio 1: se da en los materiales que para una temperatura de $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ solo se exceda el 65% de la humedad relativa del aire unas pocas semanas al año.
- Clase de servicio 2: se da en los materiales que para una temperatura de $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ solo se exceda el 85% de la humedad relativa del aire unas pocas semanas al año.
- Clase de servicio 3: se da en los materiales que se encuentren en zonas climáticas con contenidos de humedad superiores a la clase de servicio 2.
-

TIPOS DE CONSTRUCCIÓN		CLASE DE SERVICIO
Estructura de una cubierta cuyo espacio bajo techo es habitable, está aislado térmicamente y suele contar con calefacción.		1
Forjados intermedios entre espacios habitables.		1
Muros entramados interiores (situados dentro de la construcción).		1
Muros de entramados de cerramiento de la construcción con revestimiento.	Con la estructura en el interior del espacio aislado térmicamente.	1
	Con la estructura al exterior del espacio aislado térmicamente.	2
Estructura de una cubierta cuyo espacio bajo techo sólo es accesible para mantenimiento y no tiene calefacción. Por ejemplo, almacenes, buhardillas, trasteros.		2
Piscinas cubiertas.		2
Forjados de planta baja sobre local o espacio sin calefacción. Por ejemplo, garajes sin calefacción y cámaras sanitarias bajo forjado de planta baja.		2
Uso al exterior cuando la pieza está protegida de la caída directa del agua. Por ejemplo, cobertizos sin paredes, estructura de pasarelas y puentes con cubierta y protegida del agua de lluvia, frontones abiertos y cubiertos.		2
Uso al exterior totalmente expuesto (pérgolas sin cubierta, pasarelas y puentes con estructura expuesta directamente al agua de lluvia).		3

Tabla 3-1. Clases de servicio (UNE-EN 1995-1-1:2016).

3.1.2. DURACIÓN DE LA CARGA. CLASES DE DURACIÓN DE LA CARGA

La madera tiene la capacidad de resistir mejor las sollicitaciones cuando éstas son de corta duración que cuando lo hacen de forma prolongada en el tiempo. Este comportamiento es característico de la madera y no se da en otros materiales de construcción convencionales, como el hormigón o el acero.

Se puede describir la madera como un material fisurado con un comportamiento viscoelástico y para poder explicarlo se recurre a la mecánica de fractura. Esta teoría ha sido propuesta recientemente por Nielsen (Madsen, Nielsen 1992), basándose en el modelo de Dugdale de un material fisurado.

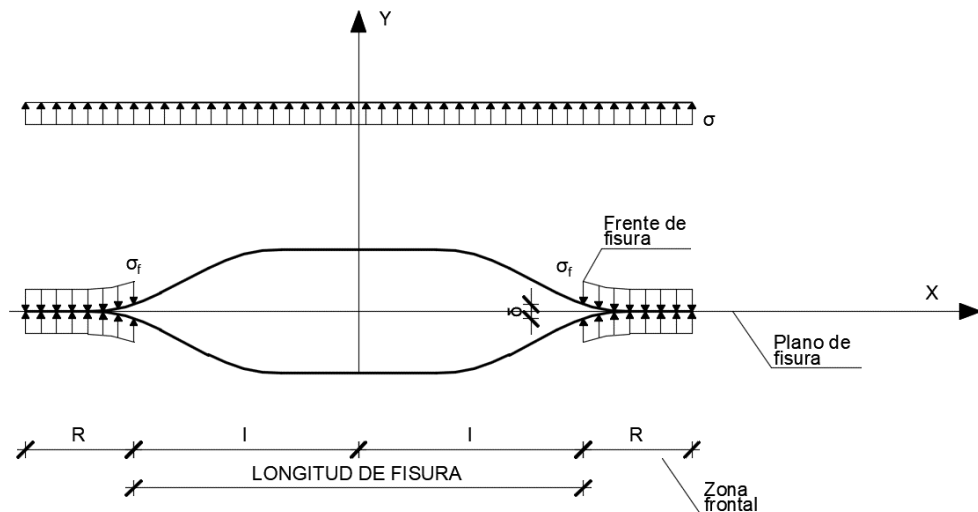


Figura 3-1. Modelo de grietas de Dugdale (Argüelles *et al.*, 2013).

Para poder entender este modelo, a continuación se definen brevemente los conceptos de mecánica de fractura y material viscoelástico:

- Según el modelo presentado en 1920 por A.A. Griffith, en el cual se ejemplifica un sistema cerrado, ya deformado, en el que no existe aportación de energía, una grieta se desarrollará rápidamente o será segura y estable en función de si ha superado una longitud crítica o no, respectivamente. Este proceso se debe a la energía de deformación del sistema y, como es un sistema cerrado, la energía requerida por la grieta para crecer ha de ir en pro de la de deformación almacenada, disminuyendo las tensiones en las zonas próximas a la fisura. De este estudio se deduce que la energía requerida por la grieta es linealmente proporcional a su longitud y que la energía de deformación cedida lo hace con su longitud al cuadrado. La longitud crítica de grieta de Griffith depende del tipo de material, teniendo en consideración su módulo de elasticidad, el trabajo de fractura y la tensión media de tracción del material cerca de la grieta.
- Por material viscoelástico se entiende aquél con un comportamiento reológico anelástico, donde una fisura puede aumentar su longitud sin el incremento de carga aplicada.

De acuerdo con estos dos conceptos, Nielsen estableció tres fases para explicar el efecto que tiene la duración de la carga en las estructuras de madera:

- **Fase 1:** En el instante en el que se aplica la carga se produce una deformación elástica dando lugar a un ensanchamiento instantáneo (σ_0) de la grieta. A medida que aumenta el tiempo el frente de la grieta se irá deformando plásticamente hasta alcanzar un tamaño (d_{cr}), manteniendo su longitud en $2 \cdot l_0$. Cuando el material no se puede ensanchar más y comienza a crecer en longitud se pasa a la fase 2.
- **Fase 2:** La boca de la grieta sufre una rotura y permite el aumento de longitud de la misma (σ). Esta fase se da por terminada cuando la longitud de la grieta llega a $2 \cdot l_{cr}$.
- **Fase 3:** Una vez se ha alcanzado $2 \cdot l_{cr}$ la grieta se propaga rápidamente y el fallo del material se produce de forma inminente.

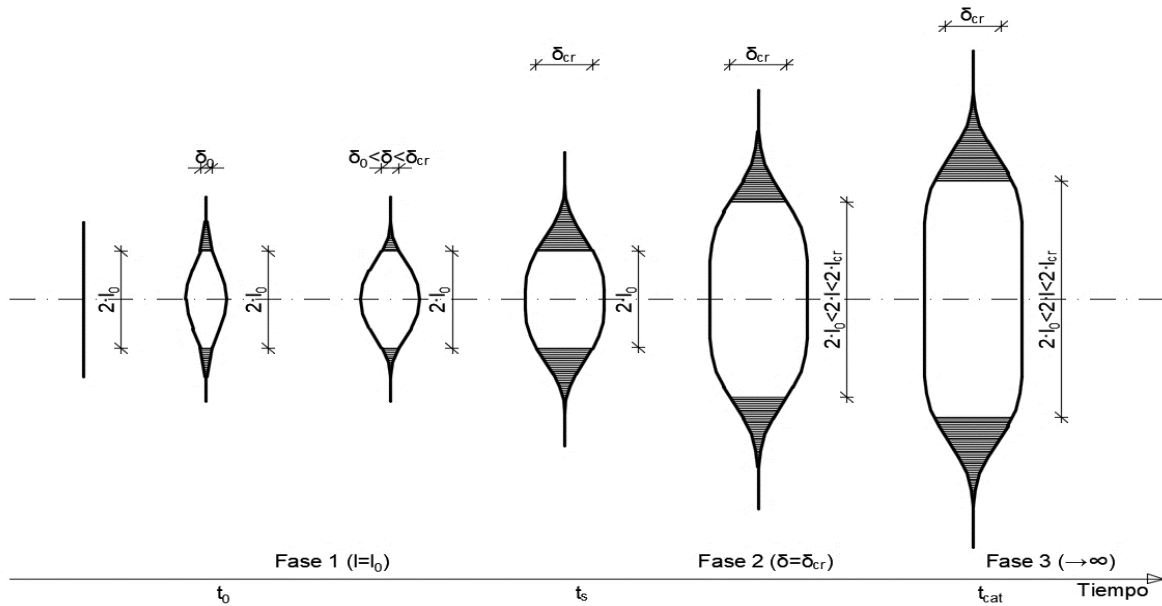


Figura 3-2. Proceso de crecimiento de la fisura (Madsen, B. y Nielsen, L.F. 1992).

Así se puede explicar que la fisura aumente su longitud en ausencia de un incremento de carga (comportamiento viscoso) y que, si se somete a la pieza a un incremento de tensión suficientemente elevado, ésta pueda desarrollar las tres fases antes de alcanzar la rotura. Con ello se muestra que la madera pueda resistir cargas más elevadas en tiempos breves, durante los cuales no sobrepase la fase 1.

Además, aunando todos éstos conceptos y teniendo presente la composición de la madera, se puede extraer la conclusión de que cuando ésta es de baja calidad la pieza puede colapsar ante cargas de corta duración, puesto que la presencia de nudos es más acusada y éstos son zonas de concentración de tensiones, llevando a la sección a un comportamiento elástico. Por el contrario, cuando la carga es de larga duración, la concentración alrededor de los nudos tiende a ser menor debido al comportamiento viscoso del material, favoreciendo su respuesta ante las cargas prolongadas. Como en la madera de alta calidad la presencia de nudos es menor, este recurso de distribución de esfuerzos no se da, y su comportamiento frente a las acciones permanentes es menos favorable.

Por último, cabe destacar que este hecho hace de la madera un material idóneo para resistir cargas dinámicas², que son de corta duración, aportando gran eficacia a las estructuras frente a las acciones del viento o del sismo.

Con el fin de implementar este comportamiento en los cálculos, el Eurocódigo 5 establece la siguiente relación entre la duración de la carga y la resistencia de la pieza de madera en una escala logarítmica. En ella se refleja también la curva de Madison (Wood, L.W., 1947), que fue de los primeros trabajos de investigación acerca de este hecho.

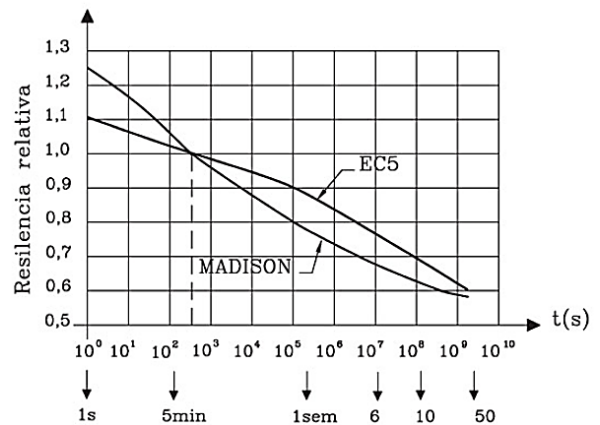


Figura 3-3. Curvas de Madison y EC5 donde se relaciona la duración de la carga con la resistencia (Argüelles *et al.*, 2013).

² No confundir con la fatiga.

En la figura se aprecia que ambas curvas asocian una mayor resistencia relativa a las piezas de madera cuando éstas se ven sometidas a cargas de corta duración. Ambas curvas coinciden que, para una duración de la carga de aproximadamente 8 minutos, la resistencia de la pieza es del 100%. Si la duración de la carga es menor, la respuesta de la madera es mayor. Sin embargo, cuando la duración de la carga es prolongada³ en el tiempo la resistencia de la madera se ve mermada, llegando a alcanzarse resistencia del orden del 60% respecto a la establecida en 8 minutos.

Como se ha descrito, la capacidad resistente de la madera se ve significativamente influenciada por la duración de la carga aplicada, viéndose mermada cuanto mayor es la duración. Este factor es de gran relevancia y específico del cálculo de estructuras de madera, de modo que se han de clasificar las cargas actuantes en una estructura en función de su duración, y el borrador del Anexo Nacional UNE-EN 1995-1-1 las establece de la siguiente manera:

CLASE DE DURACIÓN	EJEMPLOS DE CARGAS
PERMANENTE	Peso propio, cargas permanentes y almacenamiento.
LARGA DURACIÓN	Apeos, cargas en estructuras provisionales no itinerantes.
MEDIA DURACIÓN	Sobrecarga de uso en zonas de actividades domésticas y residenciales (categoría A), de oficinas (B), de pública concurrencia (C), comerciales (D), de tráfico y aparcamiento de vehículos ligeros (F) y medios (G) y cubiertas accesibles con ocupación de las categorías A a D (I); Nieve en localidades con altitud > 1.000 msnm.
CORTA DURACIÓN	Nieve, nieve en localidades con altitud < 1.000 msnm. Sobrecarga de uso en cubiertas no accesibles excepto para su mantenimiento normal y reparación (categoría H), zonas de escaleras, descansillos y rampas en categorías A, B y C.
INSTANTÁNEA	Viento, sismo, carga de impacto, explosión.

**El Código Técnico de la Edificación establece el viento como una acción de corta duración.*

Tabla 3-2. Ejemplos de asignación de las clases de duración de la carga (EN 1995-1-1:2004+A1:2008).

3.1.3. VALORES DE CÁLCULO

En función de la clase de servicio de la estructura y de la duración de la carga aplicada que, en el caso de que la hipótesis de cálculo incluya acciones con diferentes duraciones, el K_{mod} será el correspondiente al de la acción de menor duración:

MATERIAL	CLASE SERVICIO	FACTOR K_{mod}				
		PERM.	LARGA	MEDIA	CORTA	INST.
MADERA MACIZA	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
MADERA LAMINADA ENCOLADA	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
TABLERO CONTRACACHAPADO	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	2	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	3	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90

Tabla 3-3. Factor K_{mod} (UNE-EN 1995-1-1:2016).

³ Por ello, para las estructuras de madera, es aconsejable reducir el peso propio de la estructura y las cargas permanentes. No obstante, criterios no estructurales (aislamiento acústico y térmico) dificultan esta premisa.

3.2. DEFORMACIONES

Cuando una estructura de madera se está diseñando frente a solicitaciones que generan flexión en la pieza, uno de los parámetros críticos de estudio suelen ser las deformaciones. En parte, esto se explica por el límite de elasticidad de este material, que es relativamente bajo en comparación con otros:

- Madera: 11.500 N/mm².
- Acero: 210.000 N/mm².
- Hormigón: 30.000 N/mm².

Una de las peculiaridades que tiene la madera frente a los materiales que hoy en día se consideran convencionales en la construcción (el acero y el hormigón) es su elevada relación entre el módulo de elasticidad longitudinal y transversal ($E/G=16$), esto conlleva que en este tipo de estructura las deformaciones por cortante tengan mayor influencia que en las desarrolladas con hormigón o acero.

Además, la madera tiene un comportamiento reológico muy similar al que experimenta el hormigón bajo la aplicación de cargas permanentes durante un periodo de tiempo prolongado.

Por último, cabe destacar la importancia que las uniones tienen en las deformaciones de sistemas isostáticos, puesto que conseguir nudos rígidos en estructuras de madera es relativamente complicado (a excepción de las uniones encoladas).

En las piezas de madera se pueden distinguir dos tipos de deformaciones, las instantáneas y las diferidas.

DEFORMACIONES INSTANTÁNEAS

Para la determinación de este tipo de deformaciones se puede recurrir a las típicas expresiones definidas por la Resistencia de Materiales, puesto que se trata de deformaciones elásticas. Su comportamiento permanece mientras la carga se está aplicando, y en el momento de la descarga la pieza recupera totalmente la deformación experimentada.

Para su estudio se emplea el valor medio del módulo de elasticidad ($E_{0,mean}$ y $G_{0,mean}$) y, a pesar de que la relación entre ambos es elevada, dadas las escuadrías habituales ⁴ en este tipo de piezas, la deformación por cortante se puede despreciar.

DEFORMACIONES DIFERIDAS

Por deformaciones diferidas se entienden aquellas que un cuerpo experimenta bajo cargas de larga duración, y en el caso de la madera, están influenciadas por el contenido de humedad de la pieza y las variaciones higrotérmicas ambientales, factores que modifican las propiedades resistentes de la madera.

Si a una estructura de madera se le aplica una carga que es capaz de agotar su resistencia, las deformaciones diferidas de dicha estructura experimentan las siguientes fases dependientes del tiempo. En la primera de ellas, a partir de la deformación inicial, la pieza de madera sufre un incremento decreciente de la deformación. Cuando se ha alcanzado un tiempo determinado, la deformación experimenta un incremento linealmente dependiente de éste. Por último, se da una fase con un aumento creciente de las deformaciones que culmina con la rotura de la pieza.

Es decir, en función de la duración de la carga⁵, las deformaciones en la estructura variarán hasta tal punto

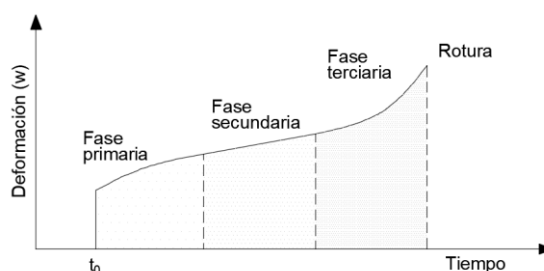


Figura 3-4. Fases de la deformación hasta la rotura (Argüelles *et al.*, 2013).

⁴ La relación que suelen seguir las piezas de madera se suele aproximar a $l/h=17$, donde la deformación por cortante es un 5,30% de la deformación por flexión. (R. Argüelles Álvarez y F. Arriaga Martitegui, 2013).

que, si la carga es de carácter permanente, lo que en un principio podía ser una flecha admisible, para un tiempo prolongado puede suponer el colapso de la estructura.

De lo expuesto anteriormente se puede obtener la conclusión de que la madera posee una deformación remanente, haciendo que una vez la carga ha dejado de actuar, la pieza no recupere su estado original. Este hecho es muy similar a lo que ocurre en el hormigón con la fluencia.

El proceso de carga y descarga frente a la deformación de las estructuras de madera se puede explicar mediante el siguiente gráfico:

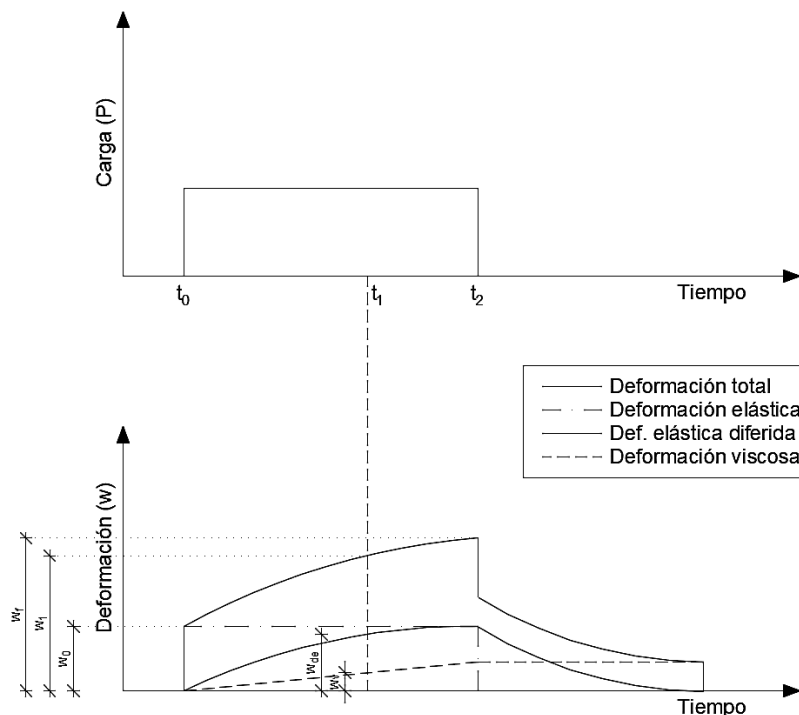


Figura 3-5. Gráfica de carga y descarga frente a la deformación (Argüelles *et al.*, 2013).

En el instante en el que se aplica una carga se produce una deformación instantánea (w_0). A medida que la aplicación de la carga permanece en el tiempo aparecen dos nuevas deformaciones, una elástica diferida (w_{ed}) y una deformación viscosa no recuperable en el tiempo (w_v), que tendrán un crecimiento dependiente de la duración de la carga. Cuando se retira la carga, la deformación elástica se revierte inmediatamente y la deformación elástica diferida se va recuperando a lo largo del tiempo, sin embargo, la deformación viscosa no se recupera.

Durante el tiempo de aplicación de la carga, la deformación responde a la siguiente expresión:

$$w_{tot} = w_0 + w_{ed} + w_v \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

Para tener en cuenta el comportamiento referente a las deformaciones de la madera, el Eurocódigo 5 establece un coeficiente (k_{def}), denominado factor de fluencia, que es dependiente de la clase de servicio y de la duración de la carga. El efecto de la fluencia sólo se ha de tener en cuenta para las cargas permanentes y en la parte permanente de las variables.

⁵ Bodig estableció en 1982 que las deformaciones en las estructuras de madera se ven influenciadas por el tipo y el proceso de carga, el nivel de tensión alcanzado, el contenido de humedad y la temperatura ambiental.

La deformación final se calculará a partir de la deformación inicial, teniendo en cuenta el comportamiento reológico de la madera, y acorde a la siguiente expresión:

$$w_{fin} = w_{inst} \cdot (1 + k_{def}) \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

Otros factores que tienen gran importancia en el comportamiento de la madera frente a las deformaciones son los condicionantes ambientales y la presencia de uniones en la estructura.

Respecto al primero de ellos, se puede asemejar al efecto que tiene la variación de la temperatura en otros materiales. Especial relevancia tiene la humedad, dado que un incremento de la humedad (sin haber llegado a la de saturación del material) implica una disminución de las propiedades resistentes de la madera y de sus módulos de elasticidad.

En lo referente a las uniones, las más frecuentes en estructuras de madera son las del tipo clavija (clavos, tirafondos, pernos, etc.). En ellas se produce un aplastamiento en la zona de contacto con la pieza de madera al realizar la transmisión de esfuerzos, como resultado se obtiene un cierto deslizamiento entre los elementos unidos.

Cuando la estructura es de carácter isostático, éstos deslizamientos dan lugar a un incremento de las deformaciones. Por el contrario, en estructuras hiperestáticas los deslizamientos generan una redistribución de los esfuerzos, viéndose incrementados en los nudos, a parte de un relativo aumento de las deformaciones también.

El Eurocódigo 5 define un módulo de deslizamiento instantáneo (k_{ser}) que permite estimar el deslizamiento de la unión en función del esfuerzo de servicio en el plano de corte, la densidad del material y el tipo de elemento de fijación. En la siguiente tabla se adjuntan las expresiones para la obtención del módulo de deslizamiento en función del tipo de madera, de la unión y de su diámetro:

TIPO DE ELEMENTO DE FIJACIÓN	k_{ser}
Pasadores	$\rho_m^{1,5} \cdot d / 23$
Pernos con o sin holgura*	
Tirafondos	
Clavos con pretaladro	
Clavos sin pretaladro	$\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8} / 30$
Grapas	$\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8} / 80$
Conectores de anillo tipos A	$\rho_m \cdot d_c / 2$
Conectores de anillo tipo B	
Conectores de placa dentada tipo C1 a C9	$1,5 \cdot \rho_m \cdot d_c / 4$
Conectores de placa dentada tipos C10 y C11	$\rho_m \cdot d_c / 2$

*La holgura ha de añadirse independientemente a la deformación.

d : diámetro de la clavija en mm.

d_c : diámetro del conector en mm.

ρ_m : densidad media de la madera en Kg/m³.

Tabla 3-4. Valores de k_{ser} para uniones de madera y tableros derivados de la madera-madera, en N/mm (UNE-EN 1995-1-1:2016).

Como se puede apreciar en el siguiente gráfico, el módulo de deslizamiento K_{ser} , empleado en el análisis de las deformaciones de las uniones, es una función lineal del diámetro del perno, y la diferencia entre clases de madera se representa por medio de la densidad, que repercute en la resistencia al aplastamiento de la pieza.

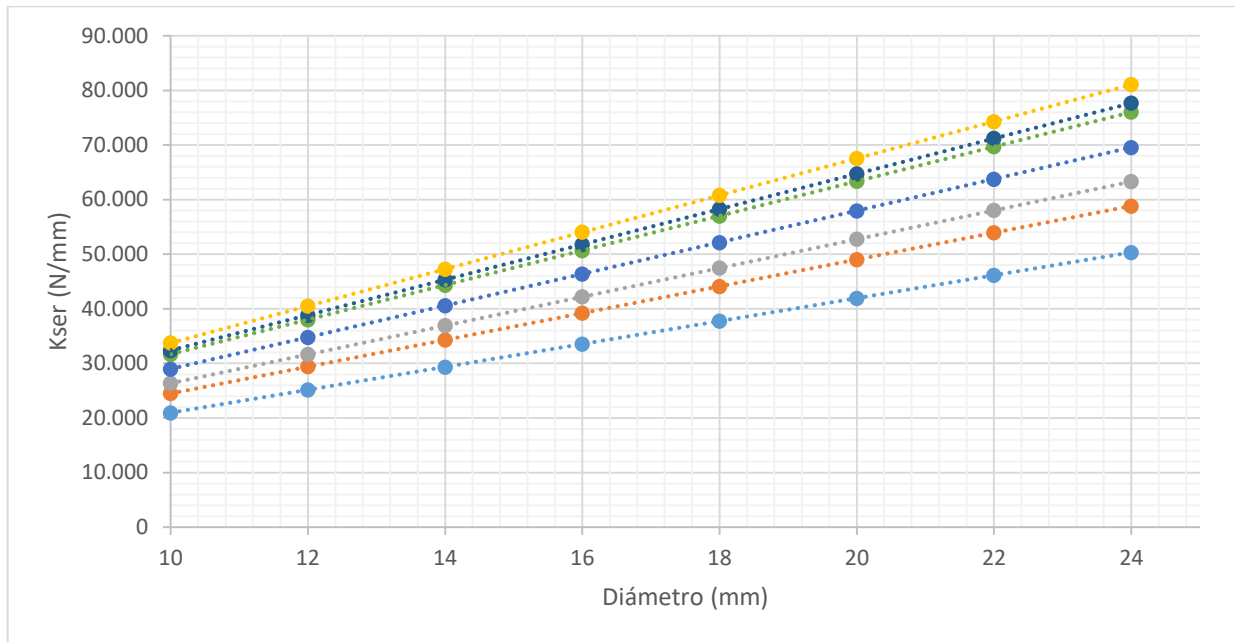


Gráfico 3-1. Relación entre el módulo de deslizamiento en servicio (k_{ser}) y el diámetro de la clavija.

En base al coeficiente de deslizamiento y al esfuerzo actuante se puede estimar el deslizamiento instantáneo originado en el medio de unión.

$$u_{inst} = \frac{F}{K_{ser}} \quad (\text{Ecuación 3.4})$$

Al igual que para las deformaciones, el deslizamiento final se puede obtener a partir del inicial teniendo en cuenta el efecto de la fluencia:

$$u_{fin} = u_{inst} \cdot (1 + k_{def}) \quad (\text{Ecuación 3.5})$$

Por último, el coeficiente que se emplea para conocer el efecto de las deformaciones en los esfuerzos en los Estados Límites Últimos es proporcional al k_{ser} , viéndose reducido según la siguiente expresión:

$$k_u = 2 \cdot \frac{k_{ser}}{3} \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

Del mismo modo que para los Estados Límites Últimos, el módulo de deslizamiento sigue una ley lineal en los Estados Límites Últimos, función de la densidad de la madera y del diámetro de la clavija:

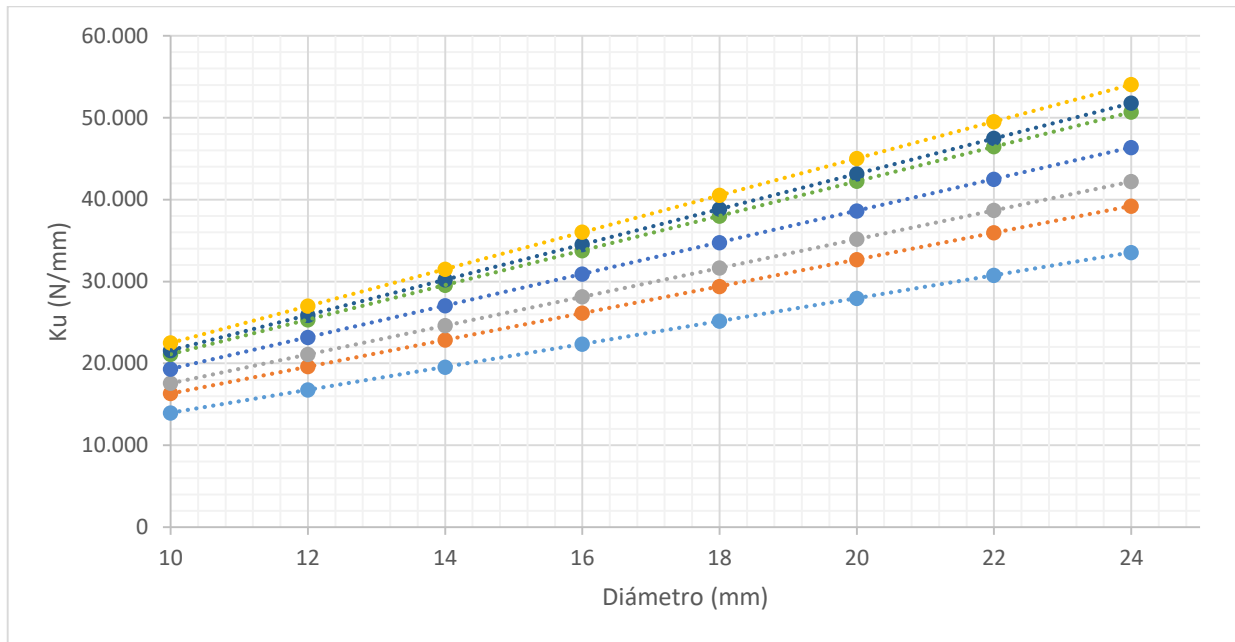


Gráfico 3-2. Relación entre el módulo de deslizamiento en ELU (k_u) y el diámetro de la clavija.

El Código Técnico de la Edificación establece una serie de limitaciones a la deformación que se han de cumplir en la fase de definición de la estructura. Exige que se cumplan los siguientes tres criterios, con sus combinaciones de cargas pertinentes.

En función del origen de la carga se diferencian las siguientes componentes de la deformación:

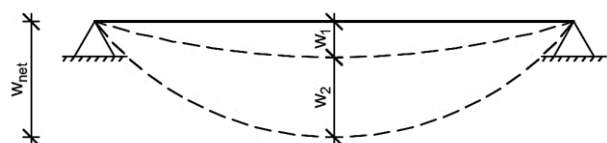
Integridad: con esta limitación se pretende que los elementos no estructurales de la edificación no sufran daños debido a una deformación excesiva de la parte portante (falsos techos, cristalería, adecuado funcionamiento de la maquinaria, etc.).

En este caso se consideran las deformaciones debidas a la puesta en obra del elemento, es decir, las deformaciones inducidas por el peso propio de la estructura no se tienen en cuenta porque se sobreentiende que los tabiques se colocarán después que el forjado, y la deformación que éste haya experimentado no perturbará la integridad de la partición.

La flecha desarrollada en este proceso, posterior a la puesta en obra de la estructura, se puede denominar flecha activa (w_{act}).

Confort: se centra en la comodidad de los usuarios, evitando que los usuarios perciban deformaciones o vibraciones excesivas. En este caso considerarán únicamente las acciones de corta duración, no entrando en juego la sobrecarga de uso dado que el CTE la considera de duración media. No obstante, para evitar los problemas de vibración en forjados ligeros, algunas normas recomiendan limitar la deformación debida a las cargas variables a $l/360^6$.

La flecha definida anteriormente se puede denominar flecha instantánea (w_{inst}).



w_1 : flecha debida a las acciones permanentes.
 w_2 : flecha debida a las acciones variables.
 w_{net} : flecha neta total

**En el caso de existir contraflecha en la viga, w_1 comenzaría desde dicha deformación.*

Figura 3-6. Componentes de la deformación (fte. Propia).

⁶ NDS for Wood constructions 2012.

Apariencia: se establecen unos límites para los efectos estéticos visuales de las flechas y desplomes de los elementos constructivos.

A esta flecha se le puede designar como flecha neta final ($w_{net,fin}$).

CRITERIO		FLECHA	EXIGENCIA	COMBINACIÓN
Integridad	Forjados y cubiertas con tabiques o pavimentos frágiles.	w_{integ}	$w_{act} \leq l/500$	Característica
	Forjados y cubiertas con elementos no frágiles.		$w_{act} \leq l/400$	
	Resto de casos		$w_{act} \leq l/300$	
Confort		w_{conf}	$w_{act} \leq l/350$	Casi permanente
Apariencia		w_{apar}	$w_{act} \leq l/30$	

*En los voladizos la luz "l" se sustituye por dos veces la luz del voladizo.

Tabla 3-5. Limitación de la flecha (CTE-DB-SE).

En lo referente a las limitaciones de los desplazamientos horizontales, el Código Técnico de la Edificación aplica los criterios de integridad y apariencia.

Acorde a dicha normativa, se han de cumplir dos limitaciones. La primera de ellas conlleva la integridad de los elementos no estructurales de la edificación (integridad), y para lograrla se ha de garantizar una rigidez global suficiente. Esto se traduce en limitar los desplazamientos horizontales totales (u_t) en función de la altura del edificio, sin considerar la deformación instantánea de la carga permanente.

La segunda hace referencia a la apariencia de la obra, donde se establece que la rigidez global del edificio ha de ser tal que, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplazamiento horizontal relativo entre plantas (u_p) no exceda cierta relación referente a la distancia entre forjados sucesivos.

En general, bastará con realizar estas comprobaciones en dos direcciones ortogonales en planta, que suelen coincidir con los ejes principales de la estructura cuando se trata de edificaciones con geometrías convencionales.

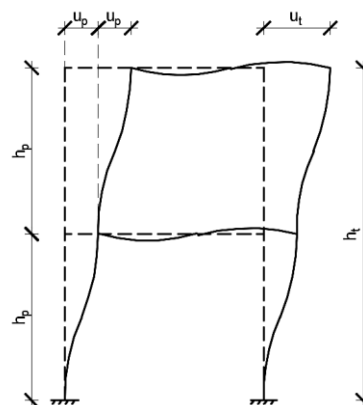


Figura 3-7. Limitación de los desplazamientos horizontales según el DB-SE del CTE (fte. Propia).

CRITERIO	EXIGENCIA	COMBINACIÓN
Integridad	$u_t \leq h_t/500$	Característica
	$u_p \leq h_p/250$	
Apariencia	$u_p \leq h_p/250$	Casi permanente

Tabla 3-6. Limitación de los desplazamientos horizontales (CTE-DB-SE).

3.3. RESISTENCIA EN SITUACIONES DE INCENDIO

La madera y sus derivados poseen una respuesta frente al fuego mucho mayor de lo que se suele pensar. Para que en la madera se produzca el inicio de la combustión se requiere que, durante un cierto tiempo, y en presencia de una llama, la temperatura en la superficie sea de unos 300°C.

El comportamiento de los materiales frente al fuego se puede analizar de acuerdo a dos fases, una de **desarrollo inicial**, donde intervienen factores tales como la combustibilidad del material, la facilidad de ignición y el avance de la llama en la superficie de los materiales. Y una segunda fase de **pleno desarrollo** en la que los materiales combustibles aportan carga al incendio. En el primero se tiene en cuenta la reacción al fuego y en la segunda la resistencia al fuego.

Cuando la madera se ve sometida a una situación de incendio en fase de pleno desarrollo presenta unas condiciones muy favorables gracias a la “costra” carbonizada que se crea en el perímetro de la pieza. Tras ésta, se halla una franja donde se produce la pirólisis y bajo ella se encuentra la madera sin afectar por el fuego. De este modo se explica porque las propiedades mecánicas de la madera se mantienen constantes y la pérdida de resistencia se debe a una disminución de la sección y no a una pérdida de la resistencia del material.

En la estructura del presente estudio no se emplearán piezas de pequeña escuadría, a excepción del forjado ligero, puesto que la combustibilidad de la madera es función del volumen de la pieza y de la superficie que esté en contacto con el incendio.

Además, la madera a emplear en la estructura será del tipo “GLh”. Esta decisión se ve motivada, entre otros factores, a la no presencia de fendas, que son muy sensibles a los efectos del incendio, traduciéndose en una menor velocidad de carbonización que la madera maciza (Basterrara, 2012).

Se ha de tener en cuenta que cuanto mayor es la densidad de la madera, menos susceptible a los efectos del incendio son las piezas, presentando una combustibilidad más lenta.

Por último, cabe destacar la importancia del contenido de humedad en la madera cuando se habla de situaciones en caso de incendio. Es usual que el contenido de humedad en las estructuras oscile entre el 8% y el 15%, lo que se traduce que por cada tonelada de madera se han de evaporar entre 80 y 150 kg de agua antes de que dé comienzo la combustión. A pesar de ello, este hecho no se tiene en cuenta en los cálculos para la obtención de la velocidad de carbonización.

Tras numerosos ensayos, se ha demostrado que existe una linealidad entre la profundidad de carbonización y el tiempo de aplicación del fuego. De este modo se puede hablar de una velocidad constante de carbonización (β) que permite obtener las propiedades mecánicas residuales de la pieza de madera para un tiempo dado. La velocidad de carbonización se mide en milímetro/minuto (mm/min).

Las “aristas vivas” son las zonas más susceptibles a los efectos del incendio, y su estudio dificulta la obtención del resultado de las propiedades mecánicas de la sección residual, por ello se establece la velocidad de carbonización eficaz (β_0) que tiene en cuenta este hecho.

En la siguiente tabla se plasman los resultados de la velocidad de carbonización eficaz en la madera que se emplean en los cálculos. Como se puede apreciar, estos varían en función de la clase de madera (Coníferas y frondosas), de la constitución de la pieza estudiada (madera maciza, madera laminada encolada o tableros) y, con mayor importancia, de su densidad.

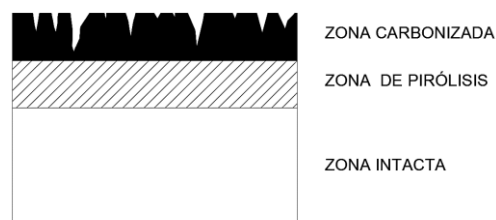


Figura 3-8. Zonas de la madera bajo la acción del fuego (CTE DB-SI).

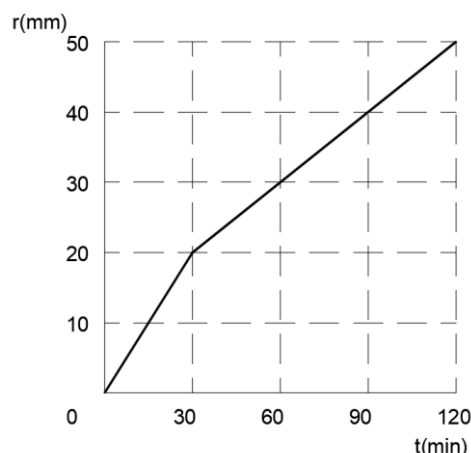


Figura 3-9. Velocidad de carbonización de la madera (β) (fte. Popia).

Madera	β_0 (mm/min)
Coníferas	
Madera maciza $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$ y con una dimensión mínima de 35 mm.	0,8
Madera laminada encolada $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,7
Tableros de madera con $\rho_k \geq 350 \text{ kg/m}^3$ y espesor de 20 mm	0,9
Frondosas	
Madera maciza y laminada encolada $\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,5
Madera maciza y laminada encolada $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,7
Tableros derivados de la madera	
Tablero contrachapado	1,0
Otros tipos de tableros derivados	0,9

**Cuando existan varias capas de un mismo material unidas de forma compacta, la velocidad de carbonización se puede considerar para el espesor total de la pieza.*

Tabla 3-7 Velocidad de carbonización eficaz de la madera, β_0 (CTE DB-SI).

En base a estos valores se establecerá la profundidad de carbonización en la pieza acorde a la fórmula:

$$d_{car} = \beta_0 \cdot t \quad (\text{Ecuación 3.7})$$

El efecto que los recubrimientos de protección tienen sobre las piezas de madera en situaciones de incendio radica, esencialmente, en aumentar el espesor de la pieza, haciendo así que la profundidad de carbonización se desplace hacia este nuevo perímetro, disminuyéndose así en la propia pieza. El tiempo de protección viene definido por la siguiente expresión:

$$t_{pr} = \frac{t_p}{\beta_0} - t_r \quad (\text{Ecuación 3.8})$$

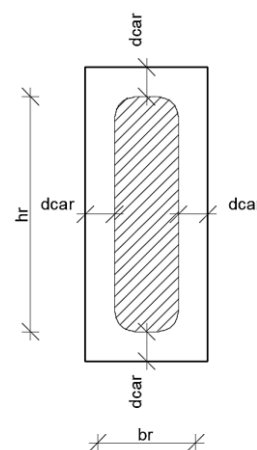


Figura 3-10. Profundidad de carbonización (d_{car}) (fte.propia).

Donde:

- t_r : 4 min.
- β_0 : velocidad de carbonización eficaz.
- t_p : espesor del recubrimiento.

Los valores de cálculo de las resistencias y de los módulos de elasticidad varían respecto a las situaciones normales, de modo que las verificaciones de las resistencias y deformabilidad también se modifican:

- Resistencia:

$$f_{f,d} = k_{mod,f} \cdot \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} \quad (\text{Ecuación 3.9})$$

$$E_{f,d} = k_{mod,f} \cdot \frac{E_k}{\gamma_{M,f}} \quad (\text{Ecuación 3.10})$$

- Deformación:

$$E_{f,med} = k_{mod,f} \cdot \frac{E_{med}}{\gamma_{M,f}} \quad (\text{Ecuación 3.11})$$

De cara a las combinaciones de acciones en situaciones accidentales el Eurocódigo 5, parte 1-1 establece la siguiente expresión:

$$\sum \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Ecuación 3.12})$$

Donde los coeficientes de seguridad en combinación de acciones en situación de incendio son los siguientes:

COMBINACIÓN DE ACCIONES	EFFECTO DESFAVORABLE	EFFECTO FAVORABLE
Permanente	1.00	1.00
Sobrecarga de uso	0.50-0.70	0.00
Permanente	1.00	1.00
Nieve	0.20	0.00
Permanente	1.00	1.00
Viento	0.50	0.00
Permanente	1.00	1.00
Sobrecarga de uso	0.30-0.60	0.00
Viento	0.20	0.00
Permanente	1.00	1.00
Sobrecarga de uso	0.30-0.60	0.00
Viento	0.50	0.00

Tabla 3-8. Coeficientes de seguridad en combinación de acciones en situación de incendio (UNE-EN 1990:2003).

La normativa vigente considera tres métodos para la determinación de la influencia del fuego en las propiedades mecánicas y sección transversal de la pieza, no obstante, en el presente estudio sólo se aplicará el método de la sección eficaz.

Este método supone una reducción de la sección de la pieza de madera y sus propiedades resistentes no se ven afectadas por la temperatura. Para ajustar la pérdida de las propiedades mecánicas durante los primeros 20 minutos, la profundidad de carbonización se incrementa respecto a la real, resultando:

$$d_{ef} = d_{car} + d_0 \cdot k_0 \quad (\text{Ecuación 3.13})$$

Dónde:

- d_{ef} : profundidad de carbonización eficaz.
- d_{car} : profundidad de carbonización.
- d_0 : incremento de la profundidad de carbonización para compensar la pérdida de las propiedades resistentes de la pieza (7 mm).
- k_0 : factor corrector del incremento de la profundidad de carbonización para los instantes iniciales del incendio.

SUPERFICIE	TIEMPO REQUERIDO DE ESTABILIDAD AL INCENDIO	TIEMPO DE PROTECCIÓN DEL RECUBRIMIENTO
Sin protección	$t_{f,req} < 20 \text{ min}$	$K_0 = t_{f,req}/20$
	$t_{f,req} \geq 20 \text{ min}$	$K_0 = 1.00$
Protegidas con tableros derivados de la madera	$t_{f,req} - t_{pr} < 20 \text{ min}$	$K_0 = (t_{f,req} - t_{pr})/20$
	$t_{f,req} - t_{pr} \geq 20 \text{ min}$	$K_0 = 1.00$
Protegidas por tableros de cartón-yeso.	$t_{f,req} - t_{pr} < 10 \text{ min}$	$K_0 = (t_{f,req} - t_{pr})/10$
	$t_{f,req} - t_{pr} \geq 10 \text{ min}$	$K_0 = 1.00$

Figura 3-11. Factor k_0 (CTE DB-SI).

Como se considera que las propiedades mecánicas de la pieza no varían (se ha visto que realmente esto no es así, pero para corregirlo se introduce un incremento de la profundidad de carbonización), el factor de modificación toma un valor igual a la unidad.

Los puntos más débiles de la estructura, en lo que a situación de fuego se refiere, suelen ser las uniones. Éstas se componen de herrajes, clavijas, conectores, etc. metálicos. Dada su elevada conductividad frente al calor, cuando se encuentran expuestas al fuego pierden rápidamente sus propiedades mecánicas y, además, facilitan la penetración del fuego al interior de las piezas.

De este modo, las uniones en el presente estudio quedarán ocultas, protegidas así del fuego, y se cumplirán las separaciones mínimas definidas por la normativa vigente con el fin de asegurar su correcta respuesta estructural.

Como se verá en el apartado “4.5.2. Forjados”, para el forjado formado por vigas compuestas de alas delgadas, se emplearán recubrimientos de cartón-yeso para proporcionar la resistencia frente a fuego necesaria para conseguir la capacidad portante necesaria ante situaciones de incendio. Mientras que para los forjados de “Cross Laminated Timber” se realizará el dimensionamiento para que ellos soporten todos los requerimientos.

Por último, a parte de la verificación manual llevada a cabo para la determinación de la profundidad de carbonización de las piezas, y el consiguiente dimensionamiento de las mismas, en el software “Robot Structural Analysis Professional” se ha activado la comprobación a fuego, para tener un control exhaustivo de la estructura en todo momento.

Para el presente estudio se establecen los siguientes criterios de seguridad en caso de incendio:

En base al CTE de la edificación, se establece un tiempo de 120 min como Resistencia al fuego dada la altura de la estructura, que asciende a 30,50 metros. No obstante, como la última planta habitable está ubicada a una cota de 24,00 metros sobre las vías externas de evacuación, el tiempo de Resistencia frente a incendio se ha establecido en 90 minutos (**R-90**).

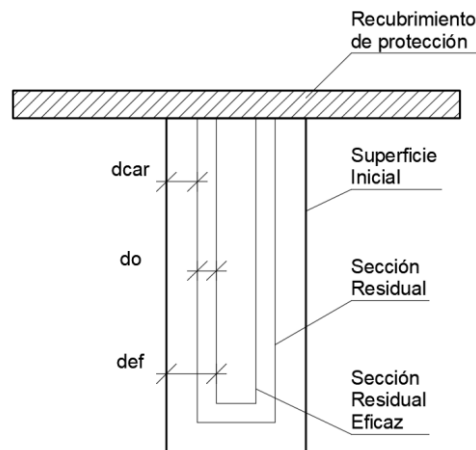


Figura 3-12. Sección eficaz y residual eficaz (fte. Propia).



Figura 3-13. Cuadro de diálogo para la verificación a fuego (Robot Structural Analysis Professional “Autodesk”).

Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		<15 m	<28 m	≥28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

⁽¹⁾ La resistencia al fuego suficiente de un suelo es la que resulte al considerarlo como techo del sector de incendio situado bajo dicho suelo.

⁽²⁾ En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la resistencia al fuego exigible a edificios de uso Residencial Vivienda.

⁽³⁾ R 180 si la altura de evacuación del edificio excede de 28 m.

⁽⁴⁾ R 180 cuando se trate de aparcamientos robotizados.

Tabla 3-9. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales (CTE-DB-SI).

La profundidad de carbonización eficaz, teniendo en cuenta que se requiere una R-90, y las superficies estarán protegidas por tableros de cartón-yeso, será:

$$d_{ef} = \beta_0 \cdot t + d_0 \cdot k_0 = 0,7(\text{mm/min}) \cdot 90 (\text{min}) + 7(\text{mm}) \cdot 1 = \mathbf{70 \text{ mm}}$$

Esta profundidad se ha de tener en cuenta a la hora de dimensionar la totalidad de la estructura, y tiene especial importancia en el estudio del forjado ligero, dado que en el resto de elementos estructurales la escuadría, o el espesor en el caso de los paneles, son mucho mayores.

En el forjado ligero, las alas estarán formadas por paneles OSB/4 de 32 mm de espesor, de modo que se han de disponer placas de cartón-yeso hasta alcanzar el recubrimiento requerido de 70 mm, es decir, al menos 38 mm. De esta forma, al cabo de los 90 minutos exigidos por la normativa, las alas aún estarán intactas en lo que a situaciones en caso de incendio se refiere. En la parte superior del forjado, se ha de disponer un pavimento y un aislante ignífugo capaz de resistir el tiempo establecido.

En el apartado "4.5.4. Forjados", se detallan los cálculos llevados a cabo para la definición estructural del forjado desde los puntos de vista de su resistencia, de su deformación y de su respuesta frente al fuego.

3.4. COMPROBACIÓN DE LAS SECCIONES

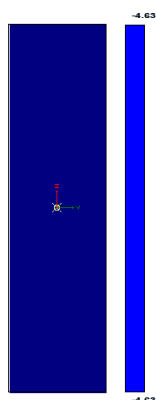
Las comprobaciones seccionales para piezas de madera se llevan a cabo mediante un análisis tensional muy similar al que se realiza en piezas de acero. De este modo, se enfrentan las tensiones de cálculo con las tensiones resistentes de la pieza, estando modificados éstos por una serie de coeficientes

En la resistencia de la madera la duración de la carga juega un papel crucial, de modo que no puede manejarse un valor de cálculo constante para una determinada clase resistente de madera. Es por ello que se define el “Índice de agotamiento” de la pieza, que relaciona la tensión de cálculo con la tensión que soporta la pieza.

Además, si se da el caso de dos solicitaciones simultáneas (tracción paralela a la fibra y flexión), la normativa contempla la suma de ambos índices de agotamiento de cada una para la comprobación de la pieza, comparándose cada tensión con su respectiva resistencia.

3.5. SOLICITACIONES NORMALES PARALELAS A LA FIBRA

TRACCIÓN PARALELA A LA FIBRA



Partiendo de la base de que las tensiones debidas a un esfuerzo axial N_d se reparten uniformemente por la superficie neta de la sección transversal A_n , entendiendo esta como la sección bruta de la pieza menos la superficie generada por los taladros, muescas o rebajes, quedando excluidos los orificios de los tirafondos o los clavos, la tensión de cálculo provocada por el esfuerzo axial N_d será:

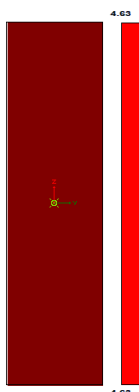
$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_n} \quad (\text{Ecuación 3.14})$$

La verificación de la sección se llevará a cabo mediante el índice de agotamiento:

$$I_{t,0} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.15})$$

Figura 3-14. Diagrama de tracciones.

COMPRESIÓN PARALELA A LA FIBRA



El criterio seguido para la determinación de la sección eficaz en solicitaciones de tracción, se determina la tensión actuante de compresión en la pieza, acorde a la siguiente expresión:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n} \quad (\text{Ecuación 3.16})$$

Siguiendo el mismo criterio que para la tracción, el índice de agotamiento para la compresión paralela a la fibra será:

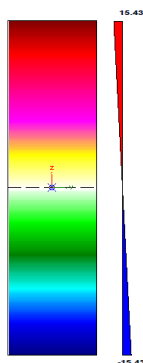
$$I_{c,0} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.17})$$

Figura 3-15. Diagrama de compresiones.

FLEXIÓN SIMPLE

Para la comprobación de la resistencia de una pieza de madera frente a las solicitaciones de flexión simple son válidas las expresiones de la Resistencia de Materiales (Vázquez, 1999) para secciones homogéneas e isotropas.

$$\sigma = \frac{M_d}{I} \cdot z \quad (\text{Ecuación 3.18})$$



La tensión máxima se alcanzará en la fibra más alejada de la fibra neutra, que para secciones rectangulares sometidas a flexión simple se encontrará a una distancia $h/2$ de dicha fibra. De este modo se tiene que:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_{m,d} = \frac{M_d}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3} \cdot \frac{h}{2} = \frac{M_d}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} = \frac{M_d}{W} \quad (\text{Ecuación 3.19})$$

Así se tiene:

$$I_m = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

Figura 3-16. Diagrama de flexión.

Se ha de hacer hincapié en que esta comprobación no tiene en cuenta la posible inestabilidad por vuelco lateral.

En piezas de madera laminada encolada, al igual que en las de madera aserrada, la resistencia a flexión y a tracción, tanto paralela como perpendicular a la fibra, se ven modificadas en función del tamaño de la pieza.

Este efecto tiene su fundamento en la teoría de rotura frágil, donde el material se asemeja a una cadena en la que el fallo del eslabón más débil conduce al fallo del conjunto. Es por ello que, cuanto mayor sea el tamaño de la pieza, más eslabones habrá, y mayor será la probabilidad de fallo.

La normativa vigente establece para la MLE un coeficiente k_h que, en vez de penalizar las resistencias a flexión y tracción paralela a la fibra de la pieza cuando ésta de dimensiones considerables, las incrementa para las de pequeña escuadría. Toma como referencia una pieza de 600 mm de canto y obedece a las siguientes expresiones:

$$h < 600 \text{ mm} \quad k_h = \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1} \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

$$h > 600 \text{ mm} \quad k_h = 1 \quad (\text{Ecuación 3.22})$$

Para la resistencia característica a tracción perpendicular a la fibra, se establece el factor k_{vol} referido al volumen de la pieza y será de aplicación cuando el volumen del elemento estructural sea mayor que:

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} \quad (\text{Ecuación 3.23})$$

FLEXIÓN ESVIADA

Aplicando el criterio de la flexión simple en el sentido de los dos ejes principales de inercia de la pieza se tiene que la tensión generada es:

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} \cdot z + \frac{M_z}{I_z} \cdot y \quad (\text{Ecuación 3.24})$$

Si la sección es rectangular, la máxima tensión bajo solicitaciones de flexión esviada se presentará en dos vértices opuestos respecto al centro de gravedad de la pieza. En estos casos se ha de tener en cuenta un coeficiente de iteración⁷ k_m , que para secciones rectangulares toma el valor de 0,7 y para el resto de secciones es igual a la unidad. De este modo, la sección será correcta si se verifica que:

$$I_{m,y} + k_m \cdot I_{m,z} = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.25})$$

Figura 3-17. Diagrama de flexión esviada.

$$k_m \cdot I_{m,y} + I_{m,z} = k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

Al igual que en la flexión simple, se ha de comprobar de forma independiente a la estabilidad de la pieza frente al vuelco lateral.

SOLICITACIONES COMBINADAS

FLEXOTRACCIÓN

La ley de tensiones responde a la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z + \frac{M_z}{I_z} \cdot y \quad (\text{Ecuación 3.27})$$

Los índices de agotamiento para este tipo de solicitación se verifican si:

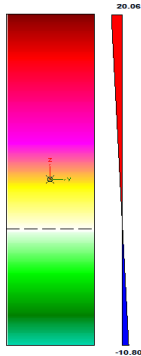
$$I_{t,0} + I_{m,y} + k_m \cdot I_{m,z} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.28})$$

$$I_{t,0} + k_m \cdot I_{m,y} + I_{m,z} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.29})$$

Figura 3-18. Diagrama de flexotracción.

⁷ Puesto que en la flexión esviada la tensión máxima se localiza en un punto y no en un borde, como en la flexión simple, la probabilidad de la presencia de un nudo en la fibra más solicitada es menor.

FLEXOCOMPRESIÓN



La ley de tensiones responde a la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z + \frac{M_z}{I_z} \cdot y \quad (\text{Ecuación 3.30})$$

Los índices de agotamiento para este tipo de sollicitación se verifican si:

$$I_{c,0}^2 + I_{m,y} + k_m \cdot I_{m,z} = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.31})$$

$$I_{c,0}^2 + k_m \cdot I_{m,y} + I_{m,z} = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.32})$$

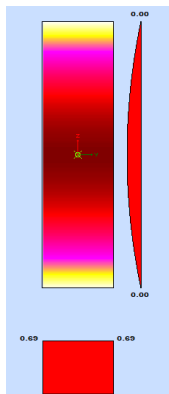
Figura 3-19. Diagrama de flexocompresión.

Como el fallo en la compresión paralela en piezas poco esbeltas tiene lugar una vez han plastificado sus fibras, su componente se ve reducida.

3.5.1. COMPROBACIÓN E LAS TENSIONES TANGENCIALES

Cuando las secciones son homogéneas e isotrópicas, las tensiones tangenciales se pueden estudiar acorde a las expresiones de la Resistencia de Materiales.

CORTANTE



En secciones rectangulares con eje de simetría, la tensión tangencia máxima se da a la altura del centro de gravedad ($z=0$), y tiene la siguiente expresión:

$$\tau_{(z)} = \frac{V}{I_y} \cdot \frac{S_{y(z)}}{b} \quad (\text{Ecuación 3.33})$$

Y la verificación de la sección se lleva a cabo mediante el correspondiente índice de agotamiento:

$$I_v = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.34})$$

En vigas de madera este fallo se produce por el deslizamiento de las fibras, a una altura próxima a la mitad de su canto, y en una zona próxima a los apoyos, generándose un plano de rotura por rasante horizontal. Analizando un elemento finito de la viga sometido a estas tensiones tangenciales se observa que una de sus componentes es paralela a la fibra, y su valor máximo es:

$$\tau_{d,max} = 1,5 \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h} \quad (\text{Ecuación 3.35})$$

Figura 3-20. Diagrama de cortante.

Se tiene en cuenta un ancho eficaz, menor al real, por la probabilidad de la presencia de fenda. Este ancho eficaz se materializa teniendo en cuenta un coeficiente K_{Cr} , que varía en función del tipo de madera:

- Madera maciza: $K_{Cr}=0,67$
- Madera laminada encolada: $K_{Cr}=0,67$
- Otros productos derivados de la madera: $K_{Cr}=1,00$

3.5.2. SOLICITACIONES NORMALES PERPENDICULARES A LA FIBRA

TRACCIÓN PERPENDICULAR A LA FIBRA

Esta solicitación es poco frecuente en las estructuras de madera, y puede aparecer ya sea por un nudo mal resuelto o por que la geometría de la pieza las conlleva intrínsecamente (vigas curvas o con cambios de directriz). Esta resistencia está muy influenciada por el volumen de la pieza (k_{vol}), reduciéndose cuanto mayor sea la pieza, y por la distribución de las tensiones (k_{dis}). Su verificación se realiza acorde a la siguiente expresión:

$$I_{t,90} = \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,0,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.36})$$

- $K_{dis}=1,4$; vigas a dos aguas y curvas.
- $K_{dis}=1,7$; vigas a dos aguas con intradós curvo.

COMPRESIÓN PERPENDICULAR A LA FIBRA

Se suele presentar en las uniones y se describe como tensi3n de aplastamiento. Se produce cuando un elemento más r3gido, por ejemplo, una clavija, le transmite las tensiones inducidas por la otra pieza que une. Otro claro ejemplo de su aparici3n se da en los apoyos de las vigas. Su verifi3caci3n se lleva a cabo mediante la siguiente expresi3n:

$$I_{c,90} = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuaci3n 3.37})$$

Donde:

- $K_{c,90}$: factor que tiene en cuenta la configuraci3n de la carga, la posibilidad de fendado y el grado de deformaci3n por compresi3n. Por lo general se considera la unidad,

3.6. INESTABILIDAD

Este tipo de comprobaci3n hace referencia a los Estados L3mites 3ltimos de equilibrio por el pando de piezas comprimidas o por vuelco lateral en las piezas sometidas a flexi3n, d3ndose el primero en pilares y el segundo en las vigas principalmente.

ANDEO

El pando se define como un fen3meno que induce al fallo de la pieza para cargas de compresi3n inferiores a la resistencia del material frente a dicha solicitaci3n. Si bien se presenta en piezas realizadas en cualquier material, a la madera hay que a3adirle la imposibilidad de fabricar piezas totalmente rectas, el comportamiento no lineal del material, su anisotropía o los efectos de la variaci3n de la humedad ambiental entre otros.

Su c3lculo es muy similar al establecido en el Euroc3digo 2 para estructuras de acero:

Partiendo de la esbeltez relativa de la pieza:

$$\lambda_{rel} = \frac{L}{i \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,k}}} \quad (\text{Ecuaci3n 3.38})$$

Se establece un factor β_c que depende de la desviaci3n de la rectitud ideal de la pieza y toma los siguientes valores en funci3n de la tipología de la madera:

- $\beta_c = 0,2$ en madera aserrada, considerando una excentricidad inferior o igual a $L/300$.
- $\beta_c = 0,1$ en madera laminada encolada y microlaminada, considerando una excentricidad inferior o igual a $L/500$.

Mediante las curvas de pandeo se relaciona la esbeltez relativa con los coeficientes de minoración k_c . Dichas curvas se representan mediante la siguiente expresión:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 + \lambda_{rel}^2}} \quad (\text{Ecuación 3.39})$$

Donde:

$$k = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] \quad (\text{Ecuación 3.40})$$

En la madera es complicado obtener uniones idealmente rígidas, por este motivo los coeficientes β que modifican la longitud de la pieza para el cálculo de su tensión crítica de Euler resultan ligeramente superiores a los teóricos para otros materiales.

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(\beta \cdot l)^2} \quad (\text{Ecuación 3.41})$$

Los valores de β para la madera se recogen en la siguiente tabla, comparándolos con los teóricos:

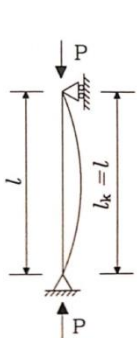
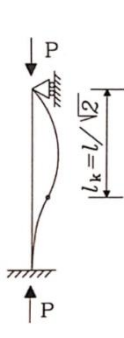
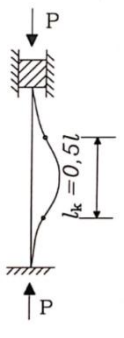
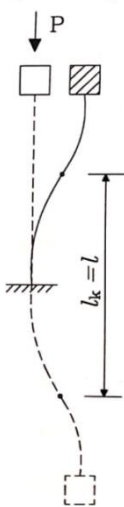
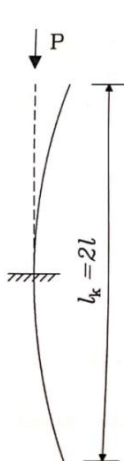
					
Teórico	$\beta=1$	$\beta=0,70$	$\beta=0,50$	$\beta=1$	$\beta=2$
Madera	$\beta=1$	$\beta=0,85$	$\beta=0,70$	$\beta=1,50$	$\beta=2,50$

Tabla 3-10. Longitudes de pandeo en barras simples (UNE-EN 1990:2003).

La comprobación de la inestabilidad de la pieza se ha de realizar según sus dos planos principales de inercia, verificándose las siguientes condiciones:

$$\frac{I_{c,0}}{k_{c,y}} + I_{m,y} + k_m \cdot I_{m,z} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.42})$$

$$\frac{I_{c,0}}{k_{c,z}} + k_m \cdot I_{m,y} + I_{m,z} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.43})$$

En ausencia de alguna de las solicitaciones, su comprobación se omitirá de las ecuaciones.

VUELCO LATERAL

En una viga de sección rectangular, con apoyos ahorquillados en sus extremos, sometida a una carga uniformemente repartida en su longitud flecta con un momento máximo en su sección central y se desarrolla una ley de tensiones bitriangular, con compresiones en su parte superior. A este modelo se le denomina viga-patrón.

Cuando el valor de la compresión supera un umbral crítico ($M_{y,crit}$), la cabeza de la viga puede sufrir un desplazamiento y giro lateral provocando la pérdida de estabilidad de la pieza, a este fenómeno se le denomina vuelco lateral (American Wood Council, 2003). En 1964 Hooley y Mandsen demostraron que esta teoría, enunciada en un principio para materiales isótropos y elásticos, es también válida para materiales anisótropos, es decir, para la madera.

El planteamiento para su estudio y comprobación es muy similar al establecido para el pandeo, sin embargo, en este caso, aparte de las condiciones de contorno, también influyen las de carga. Se establece un coeficiente β_v que modifica la longitud real de la viga en longitud efectiva (l_{ef}):

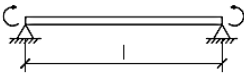
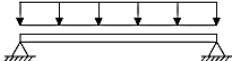
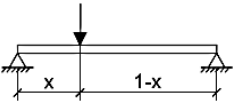
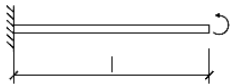
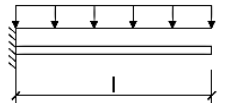
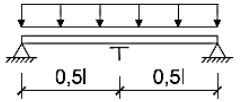
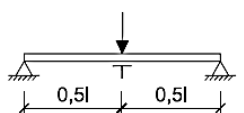
TIPO DE CARGA Y VIGA	$l_{ef} = L \cdot \beta_v$
	$\beta_v = 1,00$
	$\beta_v = 0,95$
	$\beta_v = 0,8/\alpha$ $\alpha = 1,35 - 1,4 x(L - x)/L^2$
	$\beta_v = 2,00$
	$\beta_v = 1,20$
	$\beta_v = 0,40$
	$\beta_v = 0,25$

Tabla 3-11. Valores del coeficiente β_v para vigas de sección constante con diferentes condiciones de carga y de restricción en los extremos (CTE DB-SE-M).

Según lo indicado en el Eurocódigo 5, para vigas de sección rectangular, la tensión crítica se establece de la siguiente forma:

$$\sigma_{crit} = 0,78 \frac{E_{0,05} \cdot b^2}{l_{ef} \cdot h} \quad (\text{Ecuación 3.44})$$

De este modo, la esbeltez relativa a flexión se obtiene como la relación cuadrática entre la resistencia característica a flexión de la pieza con la tensión crítica a flexión:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{crit}}} \quad (\text{Ecuación 3.45})$$

Por último, se realiza la comprobación del pandeo lateral de la viga:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.46})$$

Donde:

- $k_{crit} = 1$ para $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$
- $k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m}$ para $\lambda_{rel,m} < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$
- $k_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2$ Para $\lambda_{rel,m} > 1,4$

Se aplican las mismas limitaciones de rectitud máxima para las piezas que en el pandeo. Por otro lado, si la pieza está debidamente arriostrada en la zona donde se produzcan las compresiones derivadas del flector inducido, la comprobación de la pieza frente al vuelco lateral se podrá omitir.

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. INTRODUCCIÓN

De la totalidad del complejo se analizará únicamente el bloque “C”, que es el de mayor altura y para el presente caso es el de interés prioritario. El hecho de analizar el resto de bloque podría tener importancia de cara al flujo de viento generado en la zona, pero acorde al artículo 3. Acciones variables del CTE DB-SE-AE, “las cargas de viento se aplicarán a las estructuras como si se tratara de unidades independientes”.

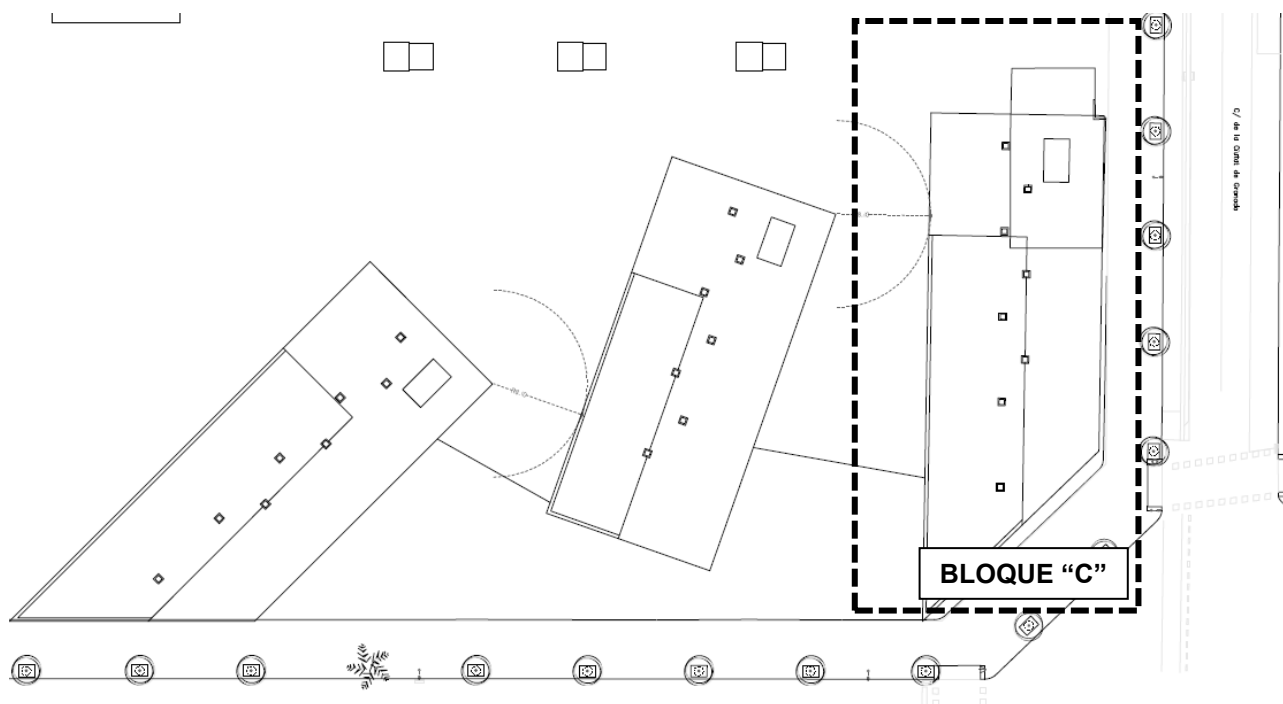


Figura 4-1. Ubicación de la estructura (Bloque “C”).

La estructura analizada tiene una planta en forma de trapecio, al igual que la mayoría de los nuevos edificios del barrio de Poble Nou (Barcelona), viéndose achaflanada en la zona del cruce de las dos vías. Sus dimensiones son 43,90 metros de largo (Eje y) y 14,90 metros (eje x) de ancho. La altura sobre la cota de rasante se eleva a 30,50 metros (Eje z) que se dividen en nueve plantas.

Puesto que la última planta está destinada a servicios comunes e instalaciones y la cubierta es transitable únicamente para su mantenimiento, la altura del edificio respecto a las pertinentes consideraciones de fuego está por debajo de los 28,00 metros y se puede considerar una **R-90** para la totalidad del edificio (véase la Tabla 4-1.).

Los núcleos de comunicaciones se encuentran en uno de los extremos del edificio en sentido longitudinal, existiendo así una excentricidad notable entre el centro de rigidez de cada planta y su centro de masas pertinente. Dicho efecto se traduce en una torsión generada cuando las cargas del viento se aplican en los costados del edificio, aumentando previsiblemente los efectos de la flexión para los elementos estructurales.

De cara a la configuración estructural, el edificio cuenta con forjados reticulares de hormigón armado y las cargas gravitatorias se transmiten a la cimentación mediante pilares y muros. A su vez, éstos últimos dotan a la estructura de rigidez frente a las cargas horizontales derivadas del viento.

4.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Las diferentes configuraciones definidas en los modelos arrojan resultados dispares desde el punto de vista resistente como desde el punto de vista de la deformación.

Los condicionantes arquitectónicos y estructurales determinan la configuración y geometría de las piezas empleadas. De este modo, en el primero de los modelos los pilares son de gran entidad, puesto que son los únicos elementos verticales que realizan la bajada de cargas, tanto las gravitatorias como las horizontales, transferidas a éstos mediante cruces de “San Andrés”. En el segundo modelo, la estabilidad se logra mediante la trabazón entre los paneles, reduciéndose considerablemente la deformación total de la estructura en pos de un incremento de la rigidez. Por último, en el modelo-3 se define un sistema estructural intermedio, habiéndose proyectado paneles para dar rigidez al conjunto frente a los desplazamientos horizontales y definiendo pilares la bajada de cargas de los forjados a la cimentación.

4.3. CARGAS

Las cargas se han establecido en base a lo citado en el Código Técnico de la Edificación-Documento Básico-Seguridad Estructural-Acciones en la Edificación (DB-SE-AE). En la siguiente tabla se plasman los valores característicos para cada modelo:

ZONA	DESCRIPCIÓN	CONCARGAS (G)=1,35			SOBRECARGAS (Q)=1,50		TOTAL
		PESO PROPIO	CARGAS PERMA. ^{8y9}	CARGA TABIQUES	SOB. USO	SOB. NIEVE	
MODELO-1. Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GLh).							
Vivienda	Forjado de vigas compuestas con alas delgadas encoladas ¹⁰	0,40 KN/m²	2,50 KN/m²	1,00 KN/m²	2,00 KN/m²	0,00 KN/m²	5,90 KN/m²
Cubierta			4,00 KN/m²	-	1,00 KN/m²	0,40 KN/m²	6,30 KN/m²
MODELO-2. Cross Laminated Timber (CLT)							
Vivienda	Forjado de CLT-160	0,80 KN/m²	2,50 KN/m²	1,00 KN/m²	2,00 KN/m²	0,00 KN/m²	6,30 KN/m²
Cubierta	L5S; e= 16 cm.		4,00 KN/m²	-	1,00 KN/m²	0,40 KN/m²	6,70 KN/m²
MODELO-3. Pórticos sin arriostramiento de Madera Laminada Encolada (GLh) con núcleos rígidos de Cross Laminated Timber (CLT).							
Vivienda	Forjado de CLT-160	0,80 KN/m²	2,50 KN/m²	1,00 KN/m²	2,00 KN/m²	0,00 KN/m²	6,30 KN/m²
Cubierta	L5S; e= 16 cm.		4,00 KN/m²	-	1,00 KN/m²	0,40 KN/m²	6,70 KN/m²

Tabla 4-2. Estado de cargas de los modelos.

Las cargas dinámicas que el viento ejerce sobre la estructura se han analizado en base a lo establecido en la norma UNE-EN 1991-1-4:2007. Todos los cálculos se adjuntan en el Anexo I. Cómo la carga que ejerce el viento sobre la estructura es transmitida al conjunto global por los forjados (efecto diafragma), y la altura entre plantas es la misma para los tres modelos, se han estandarizado sus efectos. Se han establecido un total de cuatro hipótesis para este tipo de carga en función de la dirección y el sentido del viento, resultando las primeras ortogonales entre sí.

Basándose en el Código Técnico de la Edificación, las cargas para estructuras de madera se clasifican en función de su duración, tal y como se ha comentado con anterioridad. De este modo resulta:

⁸ Las fachadas se han definido como de mampostería, considerando el ladrillo “estandarizado alemán” de dimensiones 24x11,5x5,2 cm y un peso específico aparente de 15,00 kN/m³. La carga variará en función de la altura de las plantas de aplicación.

⁹ Se ha tenido en cuenta el peso de las pertinentes protecciones pasivas frente a incendio.

¹⁰ El peso propio del forjado, tanto de vigas compuestas con alas delgadas encoladas como el de los compuestos por paneles de CLT 24, aparece reflejado en el apartado 4.5.4. del presente documento. En los Anexos II y III se relejan los cálculos y comprobaciones llevadas a cabo para la obtención de su geometría y, por consiguiente, de la carga que inducen a la estructura.

CARGA	CLASE DE DURACIÓN
Peso Propio (PP)	Permanente
Cargas Permanentes (CP)	Permanente
Sobrecarga de Uso (SU)	Media duración
NIEVE (≤ 1.000 msnm)	Corta duración
Viento Positivo en "x" (V_{x+})	Corta duración
Viento Negativo en "x" (V_{x-})	Corta duración
Viento Positivo en "y" (V_{y+})	Corta duración
Viento Negativo en "y" (V_{y-})	Corta duración

Tabla 4-3. Clasificación de las cargas en función de su duración (CTE-DB-SE-M).

Como se ha comentado anteriormente, esta clasificación es crucial para las estructuras de madera, puesto que su resistencia se ve mermada cuando las cargas de aplicación son de larga duración. Cada una de ellas conlleva un factor de modificación (k_{mod}) diferente y, acorde a la normativa vigente, la carga predominante desde este punto de vista es la de menor duración.

Además, para la completa definición de este factor se ha de tener en cuenta la "Clase de servicio" en la que se encontrará la estructura, y como la estructura se compone de *"una cubierta cuyo espacio es habitable, está aislado térmicamente y suele contar con calefacción"*, la cl "ase de servicio será del tipo 1.

Por último, el material establecido para la totalidad de los modelos es del tipo "Madera Laminada Encolada" (GLH), a excepción de las alas que conforman el forjado del modelo-1 que son de "Tableros de Virutas Orientadas" (OSB/4), pero su análisis se ha realizado de forma independiente.

Con todas las premisas establecidas se puede definir el k_{mod} global para la presente estructura, que resulta:

MATERIAL	CLASE SERVICIO	FACTOR K_{MOD}				
		PERM.	LARGA	MEDIA	CORTA	INST.
MADERA MACIZA	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
MADERA LAMINADA ENCOLADA	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
TABLERO CONTRACACHAPADO	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	2	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	3	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90

Tabla 4-4. Coeficiente K_{mod} (UNE-EN 1995-1-1:2016).

No obstante, en el software de cálculo "Robot Structural Analysis" se ha definido la clase de servicio de la estructura y la clasificación de la duración de la carga para las comprobaciones de cada una de las piezas como se puede apreciar en la tabla adjunta:

R Clasificación de los casos de carga - Tiempo de duración

Lista de casos:

Número	Nombre
1	PP
1	CP
4	Vx+
3	Vy-

Clase de carga en función de la duración de la aplicación:

1. Permanente

OK Cancelar Ayuda

1. Permanente
2. Larga duración
3. Media duración
4. Corta duración
5. Instantánea

Figura 4-2. Clasificación de los casos de carga - Tiempo de duración “RSA”.

Las combinaciones de acciones se han definido según la Norma UNE-EN 1991-1-3:2004, que el software RSA establece de forma automática para los análisis del tipo **Estático lineal**. Sin embargo, el Modelo-1 “Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GLh)” dispone de arriostramientos metálicos tipo “celosía”, y con el fin de no analizarlos a compresión (por motivos de pandeo en esencia), se establece un análisis **Estático no lineal**. Para estos casos, la generación de combinaciones de cargas se han definido manualmente. De modo que los modos análisis para cada caso resultan de la siguiente forma:

NÚMERO	DESIGNACIÓN	NATURALEZA	TIPO DE ANÁLISIS		
			MODELO-1	MODELO-2	MODELO-3
1	Peso Propio (PP)	Estructural	Estático No Lineal	Estático Lineal	Estático Lineal
2	Cargas Permanentes (CP)	No estructural			
3	Sobrecarga de Uso (SU)	Explotación			
4	NIEVE	Nieve			
5	Viento Positivo en “x” (Vx+)	Viento			
6	Viento Negativo en “x” (Vx-)	Viento			
7	Viento Positivo en “y” (Vy+)	Viento			
8	Viento Negativo en “y” (Vy-)	Viento			

Figura 4-3. Tipos de análisis en función del modelo.

En el Anexo I se adjuntan las tablas con los cálculos pertinentes para la obtención de la presión del viento sobre la estructura.

4.4. RESULTADOS ANÁLITICOS DE LOS MODELOS

Los cálculos del presente estudio se han llevado a cabo acorde a la norma UNE-EN 1995-1-1:2016. Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación, con la ayuda del software de cálculo “Robot Structural Analysis Profesional” de Autodesk (RSA).

El estudio se divide en tres modelos diferentes (Apartado “1.4. Alternativas”) y la definición de sus elementos estructurales se realiza a continuación, previa obtención de los parámetros solicitantes.

4.4.1. ESTABILIDAD GLOBAL FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES

De cara a la estabilidad global del edificio la rigidez, en edificios ordinarios de viviendas, la establece el núcleo del ascensor, que usualmente se ejecuta con muros de hormigón armado, es decir, siendo el elemento más rígido de la planta. En el edificio objeto del análisis éste se encuentra en un lateral del edificio, tendiendo a desplazar hacia él el centro de rigidez total de la planta. Si a esto se le suma la geometría en forma de trapecio excéntrico definida en el plano “XY”

MODELO-1. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GL30h)

En este modelo, definido exclusivamente mediante pórticos regulares de madera, la estabilidad global frente a los desplazamientos horizontales generados por el viento se consigue mediante la definición de uniones semirrígidas en las uniones pilar-dintel, y mediante el arriostramiento de la estructura con cruces de “San Andrés” en aquellas zonas en las que la arquitectura lo permite.

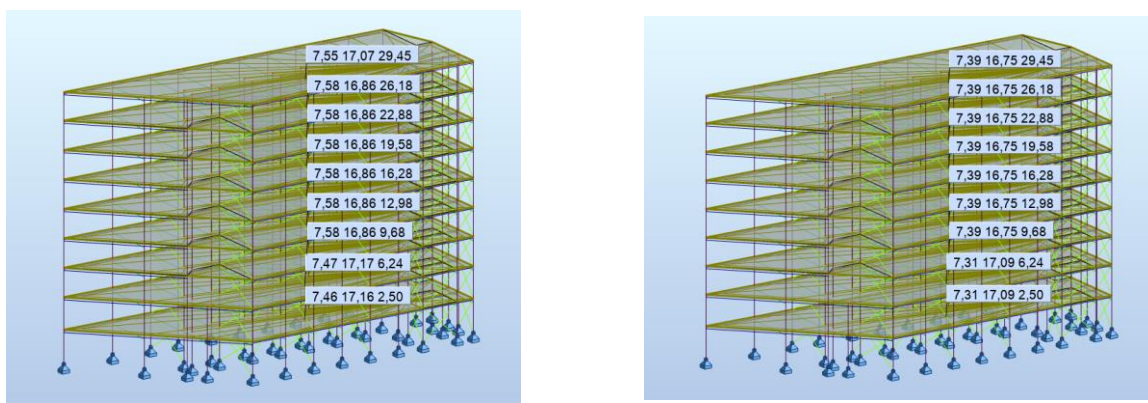


Figura 4-4. Centro de gravedad y centro de rigidez de las plantas del Modelo-1.

MODELO-1			
CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PLANTA			
PLANTA	G (x) (m)	G (y) (m)	G (z) (m)
Planta 1	7,46	17,16	2,50
Planta 2	7,47	17,17	6,24
Planta 3	7,58	16,86	9,68
Planta 4	7,58	16,86	12,98
Planta 5	7,58	16,86	16,28
Planta 6	7,58	16,86	19,58
Planta 7	7,58	16,86	22,88
Planta 8	7,58	16,86	26,18
Planta 9	7,55	17,07	29,45

MODELO-1			
CENTRO DE RIGIDEZ DE LA PLANTA			
PLANTA	R (x) (m)	R (y) (m)	R (z) (m)
Planta 1	7,31	17,09	2,50
Planta 2	7,31	17,09	6,24
Planta 3	7,39	16,75	9,68
Planta 4	7,39	16,75	12,98
Planta 5	7,39	16,75	16,28
Planta 6	7,39	16,75	19,58
Planta 7	7,39	16,75	22,88
Planta 8	7,39	16,75	26,18
Planta 9	7,39	16,75	29,45

Tabla 4-5. Centro de gravedad y centro de rigidez de las plantas del Modelo-1.

MODELO-2. CROSS LAMINATED TIMBER (CLT 24)

En este modelo, la estabilidad global frente a las solicitaciones horizontales se consigue mediante la “trabazón” de los elementos.

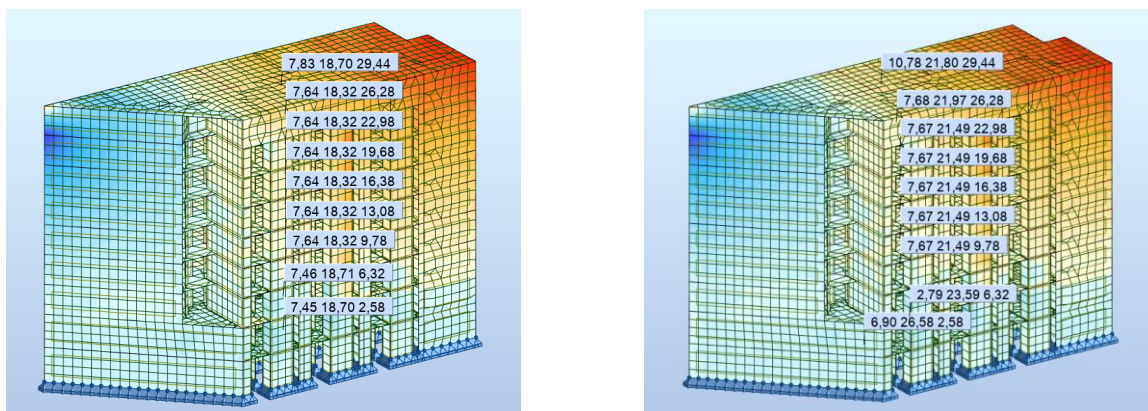


Figura 4-5. Centro de gravedad y centro de rigidez de las plantas del Modelo-2.

MODELO-2			
CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PLANTA			
PLANTA	G (x) (m)	G (y) (m)	G (z) (m)
Planta 1	7,45	18,7	2,58
Planta 2	7,46	18,71	6,32
Planta 3	7,64	18,32	9,78
Planta 4	7,64	18,32	13,08
Planta 5	7,64	18,32	16,38
Planta 6	7,64	18,32	19,68
Planta 7	7,64	18,32	22,98
Planta 8	7,64	18,32	26,28
Planta 9	7,83	18,7	29,44

MODELO-2			
CENTRO DE RIGIDEZ DE LA PLANTA			
PLANTA	R (x) (m)	R (y) (m)	R (z) (m)
Planta 1	6,90	26,58	2,58
Planta 2	2,79	23,59	6,32
Planta 3	7,67	21,49	9,78
Planta 4	7,67	21,49	13,08
Planta 5	7,67	21,49	16,38
Planta 6	7,67	21,49	19,68
Planta 7	7,67	21,49	22,98
Planta 8	7,68	21,97	26,28
Planta 9	10,8	21,8	29,44

Tabla 4-6. Centro de gravedad y centro de rigidez de las plantas del Modelo-2.

MODELO-3. PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GL30h) CON NÚCLEOS RÍGIDOS DE CROSS LAMINATED TIMBER (CLT 24)

La rigidez del modelo se consigue mediante la definición de paneles de “Cross Laminated Timber” dispuestos de forma simétrica en los extremos de la estructura.

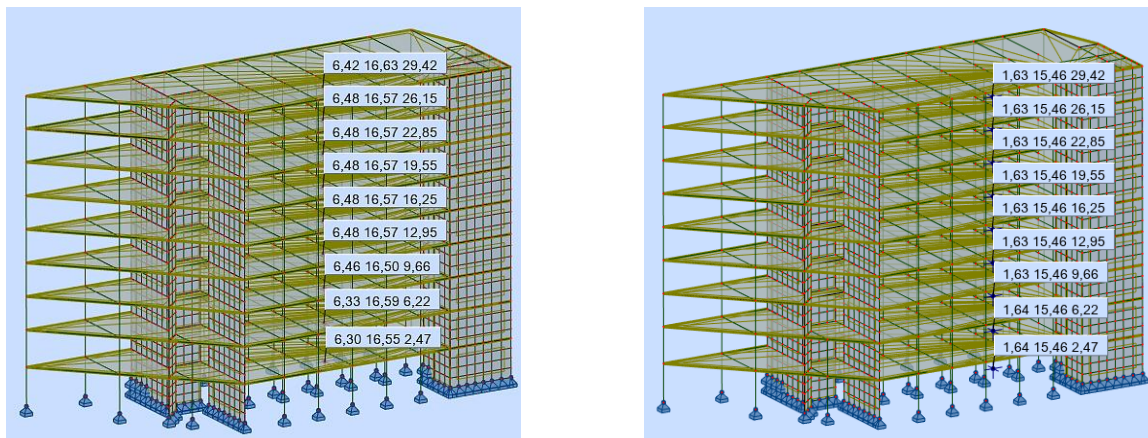


Figura 4-6. Centro de gravedad y centro de rigidez de las plantas del Modelo-3.

MODELO-3			
CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PLANTA			
PLANTA	G (x) (m)	G (y) (m)	G (z) (m)
Planta 1	6,37	16,78	2,38
Planta 2	6,40	16,82	6,12
Planta 3	6,53	16,62	9,57
Planta 4	6,54	16,67	12,86
Planta 5	6,54	16,67	16,16
Planta 6	6,54	16,67	19,46
Planta 7	6,54	16,67	22,76
Planta 8	6,54	16,67	26,06
Planta 9	6,54	16,87	29,39

MODELO-3			
CENTRO DE RIGIDEZ DE LA PLANTA			
PLANTA	R (x) (m)	R (y) (m)	R (z) (m)
Planta 1	1,73	15,46	2,38
Planta 2	1,73	15,46	6,12
Planta 3	1,72	15,46	9,57
Planta 4	1,72	15,46	12,86
Planta 5	1,72	15,46	16,16
Planta 6	1,72	15,46	19,46
Planta 7	1,72	15,46	22,76
Planta 8	1,72	15,46	26,06
Planta 9	1,72	15,46	29,39

Tabla 4-7. Centro de gravedad y centro de rigidez de las plantas del Modelo-3.

El Centro de Gravedad de la planta "G" (X, Y, Z) se ha calculado teniendo en cuenta todos los objetos y masas asociadas a la planta estudiada.

El Centro de Rigideces "R" (X,Y,Z) se ha calculado teniendo en cuenta los pilares y los paneles estructurales presentes en el modelo.

4.4.2. DEFORMACIONES

Para la comprobación de las deformaciones se ha establecido el criterio descrito en el apartado "3.2. Deformaciones", definiéndose un límite para el desplome total de la estructura igual a $h/500$, que resulta en un desplazamiento horizontal de 61.000 milímetros.

En la siguiente tabla se adjuntan las deformaciones por planta de cada uno de los modelos definidos en el presente estudio. En ella aparecen los desplazamientos medios de las plantas, su desplazamiento relativo con sus coeficientes (dr/h) y los desplazamientos absolutos de las plantas:

MODELO-1 "PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GLH)".

MODELO-1										
	UX (mm)	UY (mm)	dr UX (mm)	dr UY (mm)	d UX	d UY	Max UX (mm)	Max UY (mm)	Min UX (mm)	Min UY (mm)
Planta 1	2,566	-1,253	2,566	-1,253	6,66E-04	-3,25E-04	5,719	-0,430	0,578	-2,189
Planta 2	4,872	-2,422	2,307	-1,169	6,32E-04	-3,20E-04	10,924	-0,841	1,055	-4,216
Planta 3	6,632	-3,489	1,760	-1,067	5,33E-04	-3,23E-04	15,473	-1,177	1,452	-5,973
Planta 4	8,447	-4,464	1,815	-0,975	5,50E-04	-2,95E-04	19,752	-1,508	1,823	-7,640
Planta 5	10,102	-5,378	1,655	-0,914	5,02E-04	-2,77E-04	23,655	-1,834	2,160	-9,184
Planta 6	11,561	-6,208	1,459	-0,829	4,42E-04	-2,51E-04	27,096	-2,145	2,458	-10,570
Planta 7	12,793	-6,934	1,232	-0,726	3,73E-04	-2,20E-04	30,011	-2,432	2,703	-11,769
Planta 8	13,781	-7,549	0,988	-0,615	2,99E-04	-1,86E-04	32,371	-2,688	2,888	-12,769
Planta 9	15,076	-7,920	1,295	-0,371	4,05E-04	-1,16E-04	34,166	-2,930	3,028	-13,572

Tabla 4-8. Deformación de las plantas del Modelo-1 "Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GL30h)".

De cara a la verificación local ¹¹se han analizado por separado los elementos del tipo viga y los pilares¹², puesto que para los primeros la limitación primordial es la flecha y para los segundos el desplome local.

De este modo, las vigas más solicitadas en el modelo de cálculo son las referentes a la parte de menor sección y más alejada al núcleo de instalaciones, correspondiente a las coordenadas $x=15,00$ metros; $y=43,90$ metros. En dicha zona, puesto que la longitud de los elementos es de 9,05 metros, la flecha para la inercia dada supera el límite establecido en estructuras de madera. No obstante, el forjado actúa de forma solidaria a la cabeza de éstas y la rigidez a flexión se ve incrementada, de modo que su verificación queda resuelta. Por otro lado, están las vigas de la fachada posterior que tienen una luz de 6,40 metros. En este caso las vigas tipo MAD (240x300x300) tienen un ratio de aprovechamiento del 96% en el eje local "y" debido a las cargas gravitatorias, y del 98% en el eje local "z" por la acción del viento sobre la fachada.

De las vigas tipo MAD (900x240x240), que suponen los dinteles de los pórticos de la estructura, los ratios de aprovechamiento de la sección en Estados Límites de Servicio son del 8% en para la flecha en sentido y, mientras que para el sentido z

De cara a los pilares, el que mayor desplome sufre en sentido "x" corresponde al ubicado en el vértice del edificio en la planta baja, en una zona en la que no hay arriostramientos. Por otro lado, en sentido "y" el mayor desplome se desarrolla en los pilares de la fachada posterior próximo al núcleo de instalaciones. Este desplome se debe a que los arriostramientos en este sentido se han definido aprovechando las zonas de pasillo interiores, de modo que es coherente que los mayores desplazamientos se den en los pilares perimetrales de la estructura.

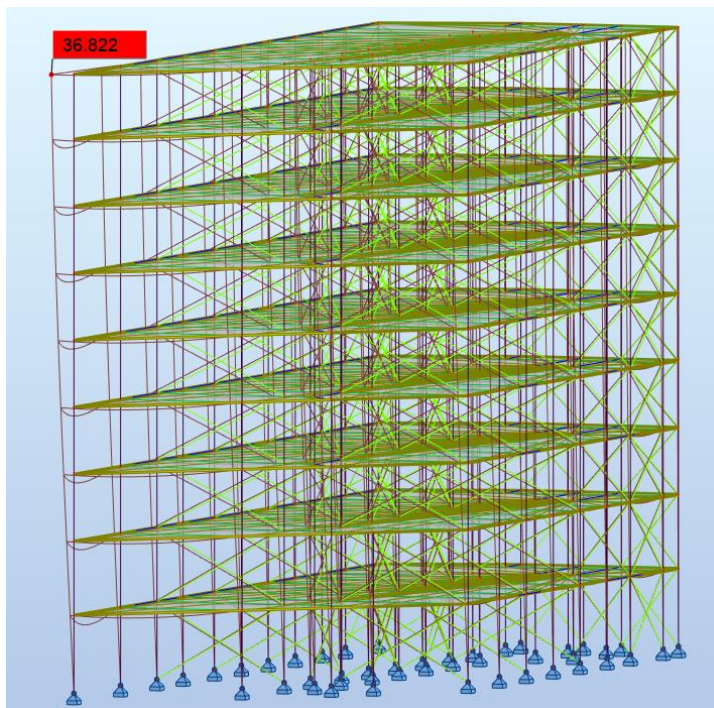


Figura 4-7. Desplazamiento máximo total (mm) del Modelo-1 "Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GL30h)"

ELEMENTO	BARRA	RATIO		COMPROBACIÓN
Viga (1089)	MAD (240x300x300)	u_y	96%	$u_{fin,y} = 20.450 \text{ mm} < u_{fin,max,y} = L/200.00 = 32.000 \text{ mm}$
Viga (1119)		u_z	98%	$u_{fin,z} = 31.429 \text{ mm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 32.000 \text{ mm}$
Viga (1026)	MAD (240x800x800)	u_y	100%	$u_{inst,y} = 30.100 \text{ mm} < u_{inst,max,y} = L/300.00 = 30.170 \text{ mm}$
Viga (665)		u_z	27%	$u_{fin,z} = 12.220 \text{ mm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 45.255 \text{ mm}$
Viga (909)	MAD (240x900x900)	u_y	9%	$u_{fin,y} = 1.973 \text{ mm} < u_{fin,max,y} = L/200.00 = 33.500 \text{ mm}$
Viga (988)		u_z	10%	$u_{fin,z} = 3.358 \text{ mm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 33.500 \text{ mm}$
Pilar (1)	H (900x180x240)	v_x	23%	$v_x = 5.928 \text{ mm} < v_{max,x} = L/150.00 = 25.667 \text{ mm}$
Pilar (2)		v_y	11%	$v_y = 2.728 \text{ mm} < v_{max,y} = L/150.00 = 25.667 \text{ mm}$

Tabla 4-9. Resumen de ratios de aprovechamiento en Estados Límites de Servicio para los elementos más solicitados del Modelo-1 "Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GL30h)".

En el modelo-1 "Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GL30h)" el máximo desplazamiento se produce en el vértice superior con un valor absoluto de **36.822 milímetros**:

¹¹ Para la verificación de las deformaciones se ha tenido en cuenta el coeficiente de fluencia k_{def} en lo que respecta a las deformaciones finales.

¹² Nótese que los forjados se verifican a Estados Límites Últimos en el apartado 4.5.4. Forjados.

MODELO-2. CROSS LAMINATED TIMBER (CLT24)

Dada la rigidez estructural de este modelo, y a raíz de los resultados obtenidos en el predimensionamiento, no se analizarán las deformaciones locales máximas de cada elemento. Por otro lado, se analizará el desplome total de la estructura y se analizará cada una de sus plantas en conjunto.

MODELO-2										
	UX (mm)	UY (mm)	dr UX (mm)	dr UY (mm)	d UX	d UY	Max UX (mm)	Max UY (mm)	Min UX (mm)	Min UY (mm)
Planta 1	0,254	-0,170	0,254	-0,170	6,61E-05	-4,42E-05	0,519	-0,096	0,086	-0,294
Planta 2	0,707	-0,466	0,453	-0,296	1,24E-04	-8,11E-05	1,396	-0,264	0,334	-0,676
Planta 3	1,239	-0,723	0,532	-0,256	1,61E-04	-7,77E-05	2,157	-0,411	0,587	-1,002
Planta 4	1,830	-0,969	0,591	-0,246	1,79E-04	-7,46E-05	3,119	-0,535	0,889	-1,347
Planta 5	2,449	-1,186	0,619	-0,217	1,87E-04	-6,58E-05	4,114	-0,632	1,221	-1,686
Planta 6	3,067	-1,359	0,618	-0,173	1,87E-04	-5,26E-05	5,076	-0,697	1,571	-1,972
Planta 7	3,661	-1,476	0,594	-0,117	1,80E-04	-3,53E-05	5,952	-0,657	1,930	-2,185
Planta 8	4,216	-1,519	0,555	-0,043	1,68E-04	-1,31E-05	6,477	-0,555	2,288	-2,279
Planta 9	4,716	-1,518	0,500	0,001	1,56E-04	1,65E-07	7,471	-0,563	2,617	-2,390

Tabla 4-10. Deformación de las plantas del Modelo-2.

En el modelo-2 se ha conseguido gran rigidez estructural gracias a la disposición ortogonal de los paneles, consiguiendo una trabazón efectiva entre ellos y permitiendo un reparto uniforme de las tensiones. Es por ello que el desplome máximo de la estructura asciende a **8,284 milímetros**.

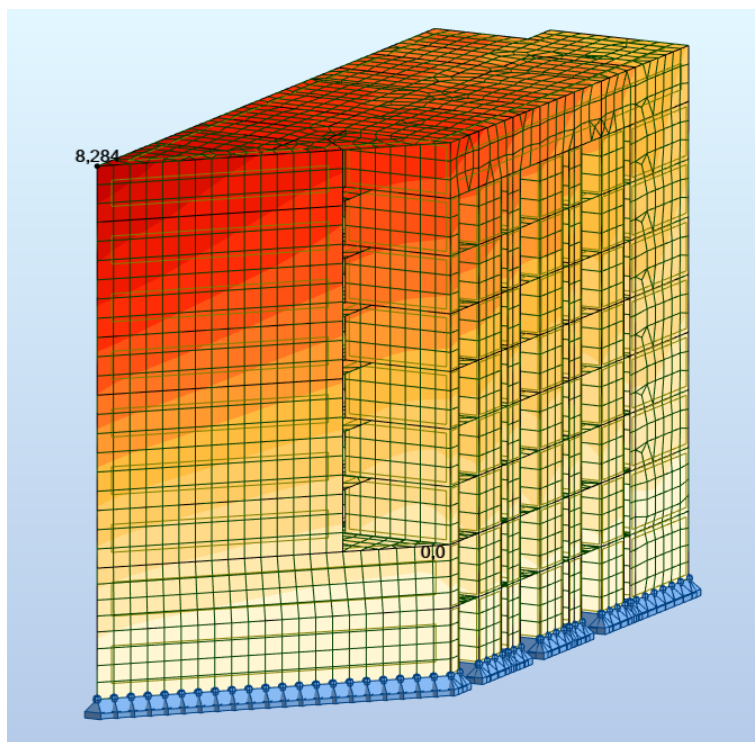


Figura 4-8. Desplazamiento máximo total (mm) del Modelo-2 Cross Laminated Timber (CLT24).

MODELO-3 “PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (GLH) CON NÚCLEOS RÍGIDOS DE CROSS LAMINATED TIMBER (CLT)”.

Los desplazamientos máximos por planta para el Modelo-3 se plasman en la siguiente tabla:

MODELO-3										
	UX (mm)	UY (mm)	dr UX (mm)	dr UY (mm)	d UX	d UY	Max UX (mm)	Max UY (mm)	Min UX (mm)	Min UY (mm)
Planta 1	0,846	0,561	0,864	-0,558	2,24E-04	-1,45E-04	1,893	-0,264	0,135	-0,864
Planta 2	2,534	1,721	1,722	-1,154	4,72E-04	-3,16E-04	5,684	-0,819	0,388	-2,629
Planta 3	4,445	3,259	1,911	-1,545	5,79E-04	-4,68E-04	10,404	-1,529	0,675	-4,854
Planta 4	7,158	5,166	2,735	-1,903	8,29E-04	-5,77E-04	16,010	-2,367	1,001	-7,496
Planta 5	9,917	7,188	2,787	-2,017	8,44E-04	-6,11E-04	22,229	-3,292	1,352	-10,427
Planta 6	12,840	9,332	2,953	-2,139	8,95E-04	-6,48E-04	28,828	-4,272	1,717	-13,536
Planta 7	15,847	11,540	3,037	-2,201	9,20E-04	-6,67E-04	35,623	-5,278	2,086	-16,738
Planta 8	18,880	13,770	3,063	-2,223	9,28E-04	-6,74E-04	42,487	-6,290	2,453	-19,972
Planta 9	21,612	15,062	3,183	-1,290	9,95E-04	-4,03E-04	49,145	-7,252	2,789	-23,119

Tabla 4-11. Deformación de las plantas del Modelo-3.

ELEMENTO	BARRA	RATIO		COMPROBACIÓN
Viga (1089)	MAD (240x300x300)	u _y	96%	$u_{fin,y} = 20.450 \text{ mm} < u_{fin,max,y} = L/200.00 = 32.000 \text{ mm}$
Viga (1119)		u _z	98%	$u_{fin,z} = 31.429 \text{ mm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 32.000 \text{ mm}$
Viga (778)	MAD (240x460x460)	u _y	94%	$u_{inst,y} = 31.580 \text{ mm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 33.500 \text{ mm}$
Viga (616)		u _z	1%	$u_{fin,z} = 0.065 \text{ mm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 10.000 \text{ mm}$
Viga (1026)	MAD (240x800x800)	u _y	100%	$u_{fin,y} = 30.675 \text{ mm} < u_{fin,max,y} = L/200.00 = 45.255 \text{ mm}$
Viga (665)		u _z	27%	$u_{fin,z} = 12.220 \text{ mm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 45.255 \text{ mm}$
Pilar (521)	PAR (500X180X240)	v _x	31%	$v_x = 6.659 \text{ mm} < v_{max,x} = L/150.00 = 21.333 \text{ mm}$
Pilar (542)		v _y	15%	$v_y = 1.301 \text{ mm} < v_{max,y} = L/150.00 = 21.333 \text{ mm}$

Tabla 4-12. Resumen de ratios de aprovechamiento en Estados Límites de Servicio para los elementos más solicitados del Modelo-3

Es modelo tiene los elementos de rigidez, que minoran el desplome total de la estructura, ubicados de forma prácticamente simétrica en planta, adaptándose a los condicionantes.

La zona que más dista del núcleo de rigidez es, además, una zona con muy poca sección transversal, de modo que a medida que se aumenta en altura y se aproximen a ellas las coordenadas, la deformación total de la estructura será mayor.

El máximo desplazamiento en el modelo-3 “Pórticos sin arriostamiento de Madera Laminada Encolada (GL30h) con núcleos rígidos de Cross Laminated Timber (CLT24)” se desarrolla en el vértice superior y alcanza un valor de **55.512 milímetros**.

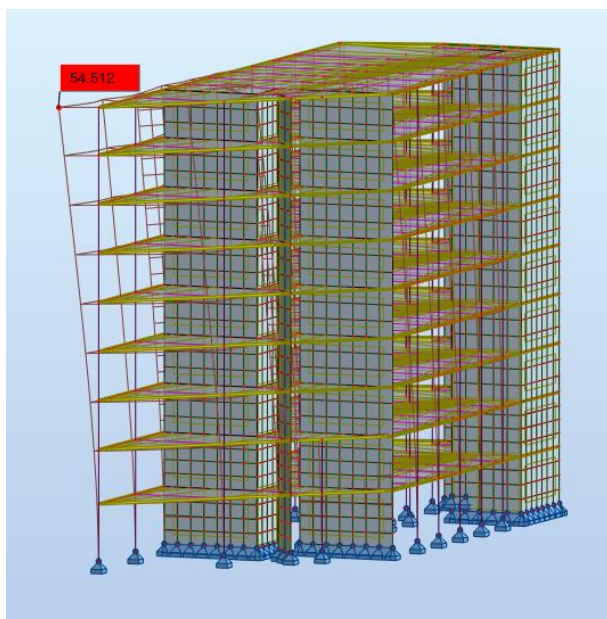


Figura 4-9. Desplazamiento máximo total (mm) del Modelo-3 “Pórticos sin arriostamiento (GL30h) con núcleos rígidos (CLT24)”.

En todos los modelos la máxima deformación se ubica en el vértice superior de la zona achaflanada ($X=15,00$ m; $Y=43,90$ m) dado que es la zona con menor rigidez del conjunto estructural, de modo que el desplome del edificio se analizará desde este punto, y la verificación total de la estructura

MODELO	PUNTO	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)	RX (mm)	RY (mm)	RZ (mm)	U (mm)
MODELO-1	419	34,148	-13,567	-2,059	0,000	0,001	-0,001	36,822
MODELO-2	-	7,591	-2,665	-1,974	0,000	0,000	0,000	8,284
MODELO-3	419	-23,119	-4,666	0,001	0,002	-0,001	54,512	49,145

Tabla 4-13. Máximo desplazamiento horizontal de los modelos.

De estos resultados se desprende que los tres modelos cumplen la limitación del desplazamiento horizontal total, puesto que se verifica que $u_t \leq h_t/500$, siendo h_t igual a 30.500 mm (30,50 metros).

No se realiza la verificación de la limitación del desplazamiento horizontal desde el punto de vista “criterio de apariencia” dado que se realiza mediante la combinación “Casi permanente”, donde se asigna un coeficiente de simultaneidad para las cargas de viento $\psi_2=0$, y el resto de carga son del tipo gravitatorias, que no desencadenan este tipo de movimientos.

4.4.3. ESTADOS TENSIONALES

Los elementos más solicitados frente a las deformaciones en el modelo-1 se localizan en las zonas donde se concentran las mayores deformaciones o se requiere mayor rigidez (conexión con los arriostramientos).

A pesar de que las deformaciones globales del edificio se hayan controladas, la torsión genera un incremento de las tensiones en los elementos estructurales.

Las máximas tensiones se localizan en la zona de transición al vértice en planta, esto se debe en gran parte a una pérdida de rigidez translacional en el sentido “X”, y por consiguiente los elementos portantes se ven sometidos a una combinación de solicitaciones de compresión y flexión.

Para los elementos viga principales (MAD 900x240x240), la máxima solicitación se debe al cortante. Del mismo modo que para los elementos portantes, la pieza con un mayor ratio de utilización se encuentra en la zona de pérdida de rigidez en planta, y además, en la zona baja de la estructura. Dada

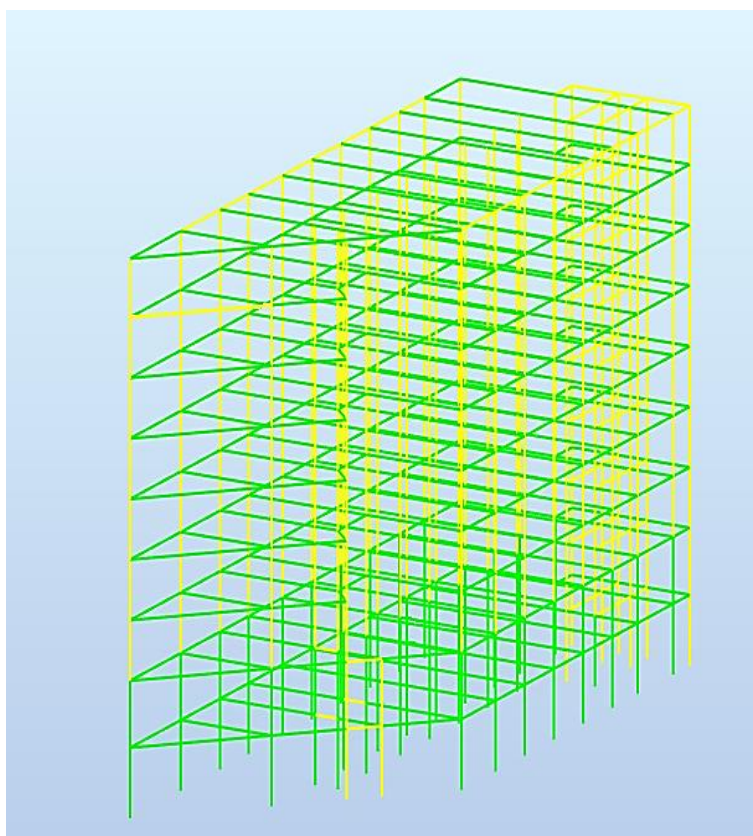


Figura 4-10. Mapa de aprovechamiento de los elementos del modelo-1 Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GL30h).

las dimensiones requeridas por las uniones en corona, este tipo de piezas adquieren gran rigidez, y por consiguiente las solicitaciones a cortante en sus extremos son elevadas.

Sin embargo, los elementos más solicitados de la estructura son los referentes a las vigas dispuestas en la fachada más alejada del núcleo de instalaciones. Las solicitaciones a flexión son elevadas, debido a la luz de las mismas (9,05 metros) y, bajo la combinación de cargas que le transmite el forjado y el efecto del viento, llevan a ratios del orden del 99% de utilización. Si bien es cierto que se encuentran arriostradas en la cabeza por el forjado, la parte inferior traccionada puede sufrir desplazamientos diferenciales a lo largo de su longitud. No obstante, en ningún caso se llega a alcanzar el estado límite de flexión de la pieza.

De cara a los soportes, en ellos se da una combinación de tres acciones. Han de resistir las cargas gravitatorias, al haberse dispuesto uniones en corona en las zonas de conexión con los dinteles absorben momentos flectores, y además, en las zonas de arriostramientos, recogen las componentes verticales de éstos. De este modo el elemento tipo H (900x180x240) más solicitado se encuentra en la planta baja, en la zona de pérdida de sección del edificio y conexión con un arriostramiento en su cabeza, viéndose sometido a una combinación de solicitaciones de compresión y flexión.

Por último, el elemento de arriostramiento tipo PLAT (100x50) más solicitado se haya en la planta baja, en la zona de pérdida de sección en el plano XY y su verificación se ha realizado exclusivamente para solicitaciones del tipo tracción aplicando el Eurocódigo 2.

ELEMENTO	BARRA	RATIO	CASO	SOLICITACIÓN
Viga (1089)	MAD (240x300x300)	99%	18 ELU	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Viga (1026)	MAD (240x800x800)	70%	16 ELU	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Viga (60)	MAD (240x900x900)	48%	10 ELU	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$
Pilar (16)	H (900x180x240)	31%	14 ELU	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Arriostramiento (184)	PLAT (100x50)	55%	16 ELU	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1$

Tabla 4-14. Resumen de ratios de aprovechamiento en Estados Límites Últimos para los elementos más solicitados del Modelo-1 “Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GL30h)”.

Para analizar el estado tensional en el modelo-2 se ha recurrido a una comparativa frente a las resistencias máximas de los paneles, modificadas por el coeficiente $k_{mod}=0,90$ y $Y_m=1,25$ para madera laminada encolada. De este modo se tiene que:

SOLICITACIÓN (N/mm ²)	VALOR CARÁCTERÍSTICO (N/mm ²)	VALOR DE CÁLCULO (N/mm ²)	RATIO
FLEXIÓN	9,60	24,00	55,56%
COMPRESIÓN	7,24	21,00	47,88%
TRACCIÓN	1,16	14,00	11,51%

Tabla 4-15. Resumen de ratios de aprovechamiento en Estados Límites Últimos para los paneles “TIPO A” más solicitados del Modelo-2 Cross Laminated Timber (CLT24).

SOLICITACIÓN (N/mm ²)	VALOR CARÁCTERÍSTICO (N/mm ²)	VALOR DE CÁLCULO (N/mm ²)	RATIO
FLEXIÓN	7,77	24,00	44,97%
COMPRESIÓN	3,57	21,00	23,61%
TRACCIÓN	2,19	14,00	21,73%

Tabla 4-16. Resumen de ratios de aprovechamiento en Estados Límites Últimos para los paneles “TIPO B” más solicitados del Modelo-2 Cross Laminated Timber (CLT24).

Antes de pormenorizar en los elementos más solicitados del modelo-3, cabe destacar que la gran flexibilidad de esta alternativa genera esfuerzos de flexión en las piezas de madera que se incrementará su ratio de solicitación.

Al igual que en el modelo-1, las vigas de borde (MAD 240x300x300) que componen el perímetro de la estructura, la más solicitada se haya en la cubierta y en la zona más alejada del núcleo de instalaciones, viéndose sometida a cargas de compresión y flexión.

Para las vigas que componen los dinteles (MAD 240x460x460), la más solicitada se ubica también en la cubierta y está sometida exclusivamente a cargas de flexión.

Se han definido vigas de gran canto para las grandes luces y las zonas con fuerte compresiones del tipo MAD (240x800x800). Al igual que en el modelo-1, éstas se ubican en la fachada de menor sección en planta colindando con el vértice de la estructura.

De cara a la comprobación tensional de los pilares, el más solicitado se ubica en la planta baja, en la zona de menor sección en el plano “XY” de la estructura. A parte de por el gran área tributaria que soporta de cara a las cargas gravitatorias, se ve influenciado por las cargas del viento, generando en él cierto grado de flexión que incrementa los efectos de las primeras.

Los muros de cortante trabajan principalmente a compresión y a tracción, por la descomposición de los esfuerzos que en ellos se generan. Además, se producen arcos de descarga, concentrando las tensiones en los laterales de los mismos. Por este motivo se analizan dichos puntos como las zonas más desfavorables y se verifica su comportamiento de cara a su resistencia, aplicando los pertinentes coeficientes K_{mod} y el de material (se sigue el mismo criterio que para el modelo-2). El más solicitado se ubica en la planta baja, próximo a la zona de pérdida de rigidez horizontal.

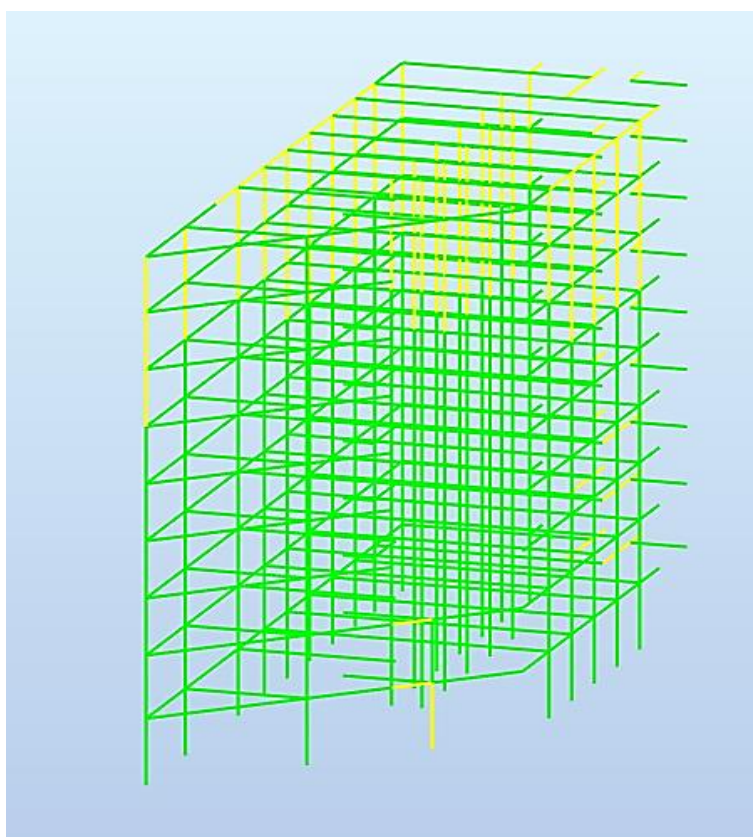


Figura 4-11. Mapa de aprovechamiento de los elementos del modelo-3 “Pórticos sin arriostramiento de Madera Laminada Encolada (GL30h) con núcleos rígidos de Cross Laminated Timber (CLT24)”.

En la siguiente tabla se plasman los ratios de aprovechamiento de cada elemento y la comprobación llevada a cabo.

ELEMENTO	BARRA	RATIO	CASO	SOLICITACIÓN
Viga (1089)	MAD (240x300x300)	99%	24 ELU	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Viga (778)	MAD (240x460x460)	100%	17 ELU	$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$
Viga (1026)	MAD (240x800x800)	70%	21 ELU	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Pilar (41)	PAR (500x180x240)	50%	10 ELU	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Muro de cortante	CLT 24	55%	10 ELU	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1$

Tabla 4-17. Resumen de ratios de aprovechamiento en Estados Límites Últimos para los elementos más solicitados del Modelo-3 “Pórticos sin arriostramiento de Madera Laminada Encolada (GL30h) con núcleos rígidos de Cross Laminated Timber (CLT24)”.

TRACCIONES

Entre otros factores, las estructuras de madera se caracterizan por ser más ligeras que las realizadas con materiales convencionales. Este hecho puede llegar a ser perjudicial de cara a la estabilidad global del edificio cuando se analiza su comportamiento bajo solicitaciones horizontales, como puede ser el viento o el sismo.

En el presente estudio, dada la esbeltez en el plano XZ del edificio, se ha de analizar el posible vuelco de la estructura y el desarrollo de tracciones en la cimentación. Éstas son propensas a aparecer en aquellas zonas donde desembocan los elementos que se encargan de realizar la bajada de cargas de origen horizontal.

Dado que ésta se ejecutará sobre un sótano de estructura de hormigón, las tracciones no suponen ningún riesgo de cara al vuelco lateral, puesto que el peso de los elementos del sótano contrarrestará las fuerzas generadas por el viento.

A continuación, se estudian los nudos de cimentación donde se desarrollan tracciones para cada modelo:

MODELO-1

En este modelo los elementos estructurales que transmiten las cargas horizontales a cimentación son los arriostramientos metálicos, éstos se unen directamente a los pilares mediante placas de anclaje, de modo que sus solicitaciones se traspasan a ellos.

Los arriostramientos forman un ángulo con la vertical, y su axil se puede dividir en dos componentes principales. La primera de ellas es horizontal y se transmite de forma perpendicular a la fibra de la pieza de madera a la que se une. Por

otro lado, la componente vertical genera unas fuerzas de compresión en la misma pieza que, en referencias globales, puede llegar a contrarrestar la compresión en la base del pilar, transmitiendo cargas de tracción a la cimentación. Es por ello que se han analizado los nudos de cimentación bajo todas las combinaciones de carga y se han obtenido los siguientes resultados:

APOYO	AXIL		α	RESULTANTE
	ARRIOSTRAMIENTO	PILAR		
79	-610,83	3,55	30	-300,66
33	-652,96	324,18	30	-1,02
31	-697,00	102,72	30	-244,41
23	-545,45	233,12	30	-38,53
37	-238,22	121,37	41	-33,55
47	-186,83	86,58	49	-55,29

Tabla 4-18. Reacciones de tracción en el Modelo-1.

MODELO-2

Como este modelo no tiene elementos de arriostramiento que impliquen un análisis de tipo “Elástico No Lineal”, el software de cálculo Robot Structural Analysis permite generar envolventes de carga y analizar así las tracciones pésimas en la cimentación de la estructura de forma global.

Las tracciones que se desarrollan en este modelo son mínimas dado el peso propio de la estructura, que frente las cargas derivadas de la fuerza del viento sobre las fachadas, generan un balance positivo.. De esta forma, la estabilidad de la estructura frente al vuelco está del lado de la seguridad.

No obstante, las compresiones en la cimentación requerirán de un estudio específico puesto que la densidad estructural en la base de la estructura es muy elevada, y el hecho de tener que repartir las cargas sobre un sótano podría conllevar un sobrecoste elevado.

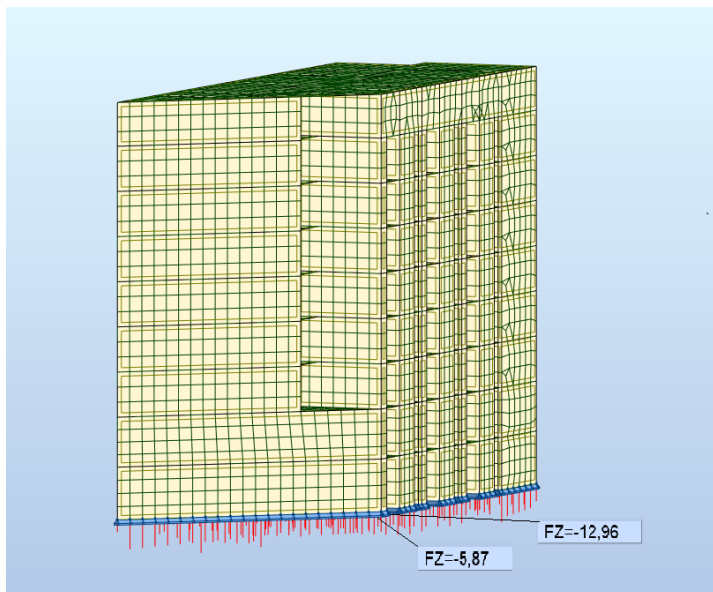


Figura 4-12. Reacciones de tracción en el Modelo-2.

MODELO-3

En el modelo-3 se ha llevado a cabo un análisis de las tracciones en la cimentación similar al modelo-2, puesto que todas ellas se localizan en la base de los muros de cortante.

Dado que el peso propio de la estructura se ha optimizado al máximo, en este modelo es en el que mayores tracciones se desarrollan en la cimentación

Como se puede apreciar en la figura, las tracciones se localizan en la base de los muros de cortante. La explicación de este hecho radica en que son los elementos que dan rigidez a la estructura, y por ello, absorben las solicitaciones derivadas de las cargas del viento perpendiculares a la altura del edificio, haciéndolo pivotar sobre la base opuesta.

La máxima reacción de tracción se da en la base del muro que se ubica en la zona de menor rigidez y alcanza un valor de 629,39 kN bajo la envolvente de cargas de Estados Límites Últimos, muy próximas a la máxima del modelo-1. En la figura adjunta se muestra la ubicación exacta de la reacción:

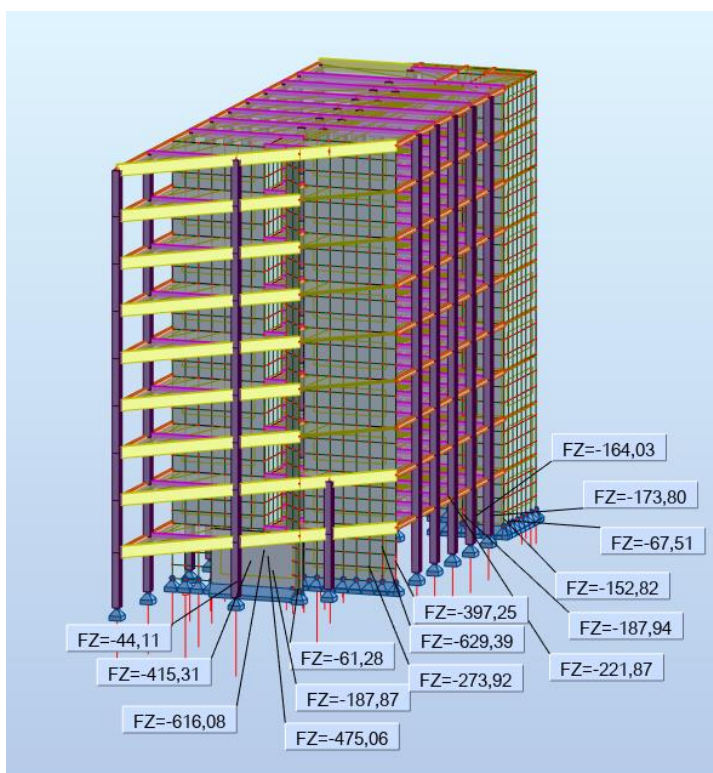


Figura 4-13. Reacciones de tracción en el Modelo-3.

Con los resultados obtenidos y dado que la estructura se ejecutará sobre un sótano definido con hormigón armado, las tracciones no suponen ningún riesgo de cara al vuelco lateral, puesto que el peso de los elementos del sótano contrarrestará las fuerzas generadas por el viento.

4.4.4. SITUACIONES DE INCENDIO

La totalidad de los paneles y elementos verticales de la estructura se han establecido bajo el criterio definido en el CTE-DB-SI para un tiempo de respuesta estructural de 90 minutos (R-90). Esto quiere decir que, los pilares y los paneles de todos los modelos se han dimensionado para que ellos, por sí mismos y sin protecciones pasivas, alcancen un tiempo de respuesta estructural en situación de incendio **R-90**.

Los perfiles metálicos de arriostramiento definidos en el modelo-1 han de estar impregnados con 3,00 milímetros mediante “sprays de alta densidad”, de vermiculita y cemento, para cumplir los requisitos de exigencia en situación de incendio. Por otro lado, los paneles de OSB/4¹³ irán recubiertos en la parte inferior del techo con sistemas “Fermacel” o similares, que garanticen la estanqueidad a fuego durante el tiempo de 90 minutos.

Además, todos los elementos no indicados anteriormente llevarán una capa protectora de barniz intumescente (del tipo AITHON PV33) que alcanza una respuesta estructural frente a incendios de **R-60**, esto quiere decir que por sí mismos han de alcanzar un **R-30**.

De este modo, analizando los elementos frente a situación de incendio se tienen los siguientes ratios:

ELEMENTO	BARRA	RATIO	CASO	SOLICITACIÓN
Viga (1119)	MAD (240x300x300)	86%	40 FIRE	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Viga (1026)	MAD (240x800x800)	2%	36 FIRE	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Viga (570)	MAD (240x900x900)	20%	36 FIRE	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$
Pilar (41)	H (900x180x240)	6%	36 FIRE	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Arriostramiento (184)	PLAT (100x50)	55%	38 FIRE	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1$

Tabla 4-19. Resumen de ratios de aprovechamiento en Situación de Incendio para los elementos más solicitados del Modelo-1 “Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GL30h)”.

De estos resultados se pueden extraer dos conclusiones:

- Los ratios para las piezas de madera en situaciones de incendio son más favorables que en Estados Límites Últimos. En parte ello se debe a que la pérdida de sección de la pieza en situaciones de incendio se ve compensada por la ausencia de penalizaciones en el cálculo tanto a las cargas como a la resistencia de la propia pieza.
- En situaciones de incendio, la madera presenta un comportamiento más favorable que el acero.

Para el modelo-2 los elementos se han dimensionado frente a situación de incendio acorde a los Anexos II y IV.

De este modo su verificación frente a este tipo de solicitaciones está del lado de la seguridad, puesto que a pesar de que la sección de los paneles se reduzca, los coeficientes de minoración de la resistencia del material, los coeficientes de mayoración de las acciones y los coeficientes de modificación referentes a la tensión admisible de las piezas se convierten en la unidad, es decir, los cálculos para este modelo son más favorables-

¹³ Los forjados han sido verificados de forma independiente al software de cálculo Robot Structural Analysis y sus resultados quedan reflejados en el ANEXO (III) para los paneles OSB/4 y en el ANEXO (IV) para los paneles CLT 16.

ELEMENTO	BARRA	RATIO	CASO	SOLICITACIÓN
Viga (1119)	MAD (240x300x300)	30%	121 FIRE	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Viga (778)	MAD (240x460x460)	35%	121 FIRE	$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1$
Viga (665)	MAD (240x800x800)	2%	121 FIRE	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1$
Pilar (41)	PAR (500X180X240)	59%	121 FIRE	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Muro de cortante	CLT 24	74%	-	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$

Tabla 4-20. Resumen de ratios de aprovechamiento en Situación de incendio para los elementos más solicitados del Modelo-3 "Pórticos sin arriostramiento de Madera Laminada Encolada (GL30h) con núcleos rígidos de Cross Laminated Timber (CLT24)".

Dada la pérdida de sección que sufren los elementos portantes, el mayor aprovechamiento se alcanza frente las situaciones de inestabilidad de la pieza.

4.5. DEFINICIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Dada la diferente tipología de los modelos en el presente estudio se han definido distintos elementos estructurales. El objetivo radica en analizar el dispar comportamiento de una misma estructura en función de sus elementos y sopesar, posteriormente, cual de todas ellas es la más óptima frente a las mismas solicitaciones externas.

4.5.1. PILARES Y PANELES SOPORTE.

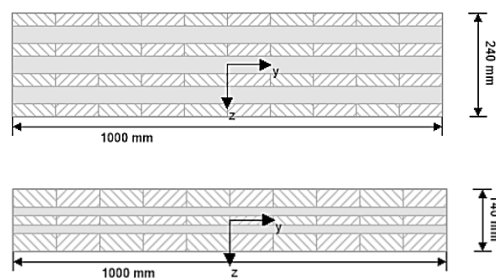
Los pilares han sido definidos acorde a dos criterios primordiales en las estructuras de madera. Primero se define una sección para los soportes capaces de aguantar las solicitaciones a las que se verá sometido a lo largo de su vida útil, tanto en Estados Límites Últimos, en Estados Límites de Servicio como en Situaciones de Incendio. Y segundo, se comprueba esa sección frente a los efectos que las uniones generan en ellos, si se verifica se continúa con dicha sección, en caso contrario, se modifica y se vuelve a comprobar frente a la unión.

Cabe destacar que los pilares, por ser los elementos estructurales esenciales y dada la tipología de las uniones, se han dimensionado en Situaciones de Incendio sin protección, de este modo, por si solos aguantarán el tiempo establecido en el presente estudio de R-90. Por otro lado, los paneles han sido definidos siguiendo un criterio diferente, discretizando entre "estructura principal" y "estructura secundaria". La "estructura principal" es aquella que aparte de reducir la luz de cálculo en los forjados, sirve para rigidizar la totalidad del edificio frente a las acciones horizontales, y siguiendo el mismo criterio que para los pilares, se ha calculado en situación de incendio sin ningún tipo de recubrimiento. La "estructura secundaria" se ha definido como aquella que sirve principalmente para reducir la luz de cálculo de los forjados, y en este caso se recubrirá totalmente con sistemas antincendio que alcancen un R-90.

Modelo-1

Geometría	Características	NTM	Desplazamientos	Verificación
Barra n.º: 1	Sección: H 900x180x240			
Dimensiones:				
HY (cm)	HZ (cm)			
60,0	90,0			
Características seccionales:				
SX (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)	
4200,00	1082169,6	2315000,0	1562400,0	
Características del material:				
E (MPa)	G (MPa)	NI	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)
13600,00	650,00	0,00	0,00	4,22
				Re (MPa)
				30,00

Modelo-2

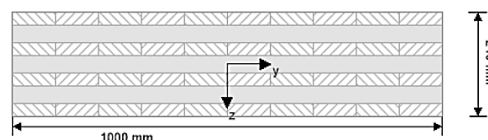


Valores del material					
Material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 Abeto	24,00	14,00	0,35	21,00	2,40
	$f_{v,k}$	$f_{t,k \min}$	$E_{0,mean}$	G_{mean}	$G_{r,mean}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	4,00	1,25	12.500,00	690,00	50,00

Geometría	Características	NTM	Desplazamientos	Verificación
Barra n.º: 51	Sección: PAR			
Dimensiones:				
HY (cm)	HZ (cm)			
50,0	60,0			
Características seccionales:				
SX (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)	
1800,00	150818,14	842400,00	375000,00	
Características del material:				
E (MPa)	G (MPa)	NI	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)
13600,00	650,00	0,00	0,00	4,22
				Re (MPa)
				30,00

Modelo-3

Geometría	Características	NTM	Desplazamientos	Verificación
Barra n.º: 51	Sección: PAR			
Dimensiones:				
HY (cm)	HZ (cm)			
50,0	60,0			
Características seccionales:				
SX (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)	
1800,00	150818,14	842400,00	375000,00	
Características del material:				
E (MPa)	G (MPa)	NI	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)
13600,00	650,00	0,00	0,00	4,22
				Re (MPa)
				30,00



Valores del material					
Material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 Abeto	24,00	14,00	0,35	21,00	2,40
	$f_{v,k}$	$f_{t,k \min}$	$E_{0,mean}$	G_{mean}	$G_{r,mean}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	4,00	1,25	12.500,00	690,00	50,00

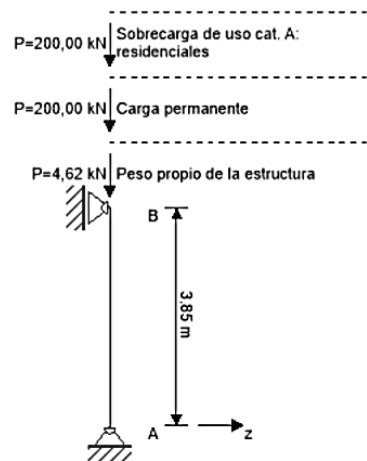
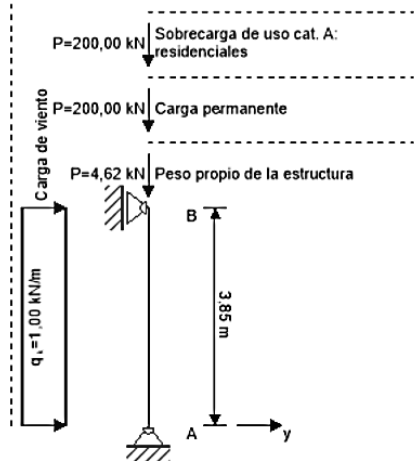
Figura 4-14. Descripción de los pilares y paneles de soporte de los diferentes modelos (Robot Structural Ansys “Autodesk” y Calculatis “Stora Enso”).

PANEL PORTANTE

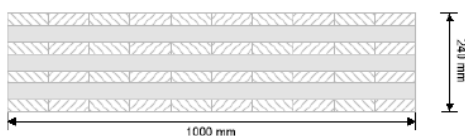
Para el predimensionamiento de los paneles portantes se han extraído las tensiones de membrana para cada sollicitación del modelo definido en Robot Structural Analysis y se han introducido en el software del cálculo Calculatis de “Stora Enso”. Tal y como se ha descrito anteriormente, se han definido dos tipos de paneles portante, uno principal (Panel A) y otro secundario (Panel B) con la finalidad de analizar sus comportamientos frente a situaciones de incendio. El criterio establecido radica en que los paneles “tipo A” son la subestructura principal de rigidez de la global, mientras que los paneles “tipo B” cumplen principalmente la función de reducir las luces de cálculo de los forjados.

Es por ello que los paneles tipo A se definen con un comportamiento estructural adecuado sin protecciones pasivas para alcanzar tiempos de incendio R-90, y los paneles “tipo B” irán cubiertos adecuadamente para no verse sometidos a este tipo de situaciones, es decir, se han calculado con un tiempo de incendio R-0.

PANEL PORTANTE “TIPO A”



Índice de aprovechamiento total				74 %
ULS	40 %	ULS Fuego	74 %	

Sección: CLT 240 L7s				
	Capa	Espesor	Orientación	Material
	1	30,0 mm	0°	C24 Abeto
	2	40,0 mm	90°	C24 Abeto
	3	30,0 mm	0°	C24 Abeto
	4	40,0 mm	90°	C24 Abeto
	5	30,0 mm	0°	C24 Abeto
	6	40,0 mm	90°	C24 Abeto
	7	30,0 mm	0°	C24 Abeto
	t _{CLT}	240,0 mm		

Sección Fuego: CLT 240 L7s							
	Capa		Espesor		Orientación		Material
	1		26,0 mm		0°		C24 Abeto
	2		40,0 mm		90°		C24 Abeto
	3		26,0 mm		0°		C24 Abeto
	t _{CLT}		92,0 mm				
Clase de resistencia al fuego: R 90		Tiempo		90 min			
Estratigrafía para protección al fuego : Sin elementos adicionales de protección al fuego		k ₀	d ₀	d _{char,0,h}	d _{ef,h}	d _{char,0,v}	d _{ef,v}
		[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
		1	7	134,0	141,0	56,7	63,7

Figura 4-15. Características panel portante tipo A (calculatis).

PANEL PORTANTE “TIPO B”



Índice de aprovechamiento total			85 %
ULS	85 %	ULS Fuego	

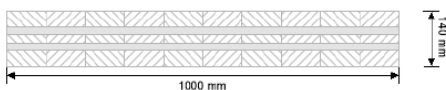
Sección: CLT 140 C5s				
				
Capa	Espesor	Orientación	Material	
1	40,0 mm	90°	C24 Abeto	
2	20,0 mm	0°	C24 Abeto	
3	20,0 mm	90°	C24 Abeto	
4	20,0 mm	0°	C24 Abeto	
5	40,0 mm	90°	C24 Abeto	
t _{CLT}	140,0 mm			

Figura 4-16. Características panel portante tipo B (calculatis).

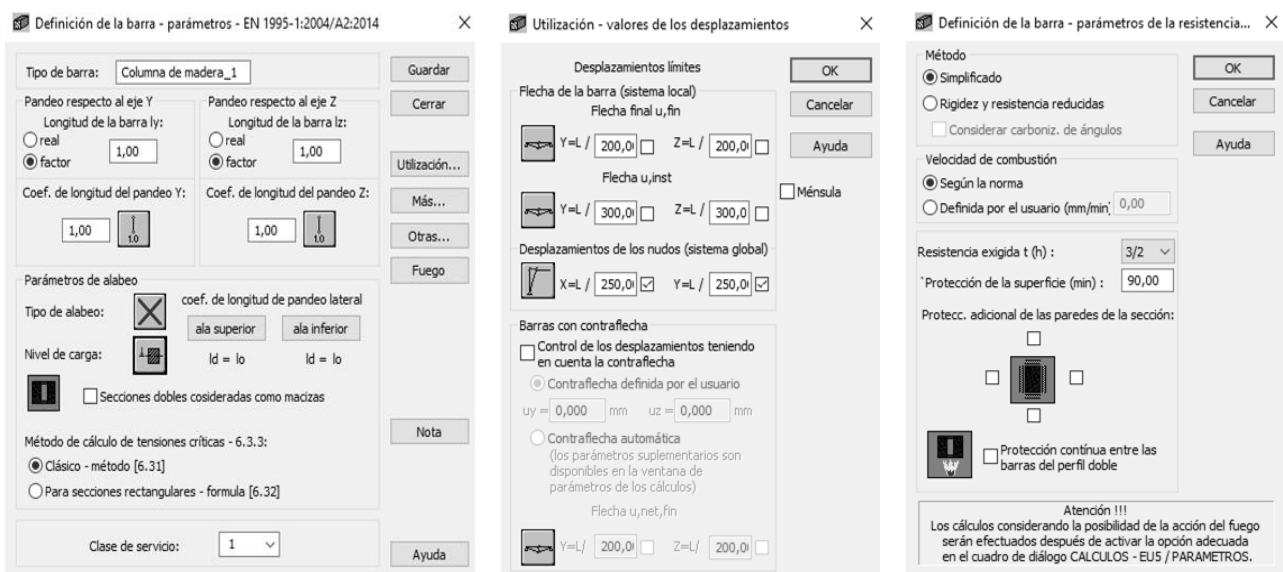


Figura 4-17. Condicionantes de cálculo, limitaciones de desplazamientos y definición de resistencia a fuego de los elementos tipo viga (Robot Structural Analysis “Autodesk”).

4.5.2. VIGAS

Con la finalidad de tener un orden de magnitud se ha llevado a cabo un predimensionamiento de las vigas principales, entendiendo por aquellas las que forman los dinteles de los sucesivos pórticos, acorde a las limitaciones de su flecha más restrictiva:

Modelo-1

Barra n.º	Sección	Dimensiones	Características seccionales	Características del material
669	MAD	HY (cm): 24,0 HZ (cm): 30,0	SX (cm ²): 720,00 IX (cm ⁴): 71273,16 IY (cm ⁴): 54000,00 IZ (cm ⁴): 34560,00	E (MPa): 13600,00 G (MPa): 650,00 NI: 0,00 LX (1/°C): 0,00 RO (kN/m ³): 4,22 Re (MPa): 30,00
864	MAD	HY (cm): 24,0 HZ (cm): 80,0	SX (cm ²): 1920,00 IX (cm ⁴): 299745,50 IY (cm ⁴): 1024000,00 IZ (cm ⁴): 92160,00	E (MPa): 13600,00 G (MPa): 650,00 NI: 0,00 LX (1/°C): 0,00 RO (kN/m ³): 4,22 Re (MPa): 30,00
737	MAD	HY (cm): 24,0 HZ (cm): 90,0	SX (cm ²): 2160,00 IX (cm ⁴): 346161,30 IY (cm ⁴): 1458000,00 IZ (cm ⁴): 103680,00	E (MPa): 13600,00 G (MPa): 650,00 NI: 0,00 LX (1/°C): 0,00 RO (kN/m ³): 4,22 Re (MPa): 30,00

Modelo-3

Barra n.º	Sección	Dimensiones	Características seccionales	Características del material
635	MAD	HY (cm): 24,0 HZ (cm): 30,0	SX (cm ²): 720,00 IX (cm ⁴): 71273,16 IY (cm ⁴): 54000,00 IZ (cm ⁴): 34560,00	E (MPa): 13600,00 G (MPa): 650,00 NI: 0,00 LX (1/°C): 0,00 RO (kN/m ³): 4,22 Re (MPa): 30,00
694	MAD	HY (cm): 24,0 HZ (cm): 46,0	SX (cm ²): 1104,00 IX (cm ⁴): 142763,12 IY (cm ⁴): 194672,00 IZ (cm ⁴): 52992,00	E (MPa): 13600,00 G (MPa): 650,00 NI: 0,00 LX (1/°C): 0,00 RO (kN/m ³): 4,22 Re (MPa): 30,00
864	MAD	HY (cm): 24,0 HZ (cm): 80,0	SX (cm ²): 1920,00 IX (cm ⁴): 299745,50 IY (cm ⁴): 1024000,00 IZ (cm ⁴): 92160,00	E (MPa): 13600,00 G (MPa): 650,00 NI: 0,00 LX (1/°C): 0,00 RO (kN/m ³): 4,22 Re (MPa): 30,00

Figura 4-18. Descripción de las vigas de los diferentes modelos (Robot Structural Analysis “Autodesk”).

Del modelo-2 no se adjuntan datos de las vigas puesto que los elementos que cumplen su función son los propios paneles de forjado y la parte superior de los paneles de soporte. Éstos reciben la carga de los forjados directamente en su cabeza, y la transferencia de carga se realiza por medios gravitacionales. Los elementos de fijación dispuestos tienen la única función de controlar el rasante generado y evitar desplazamientos diferenciales entre las piezas en contacto.

Las limitaciones se han establecido en el software de cálculo Robot Structural Analysis para la verificación en todo momento de los elementos tipo barra.

Definición de la barra - parámetros - EN 1995-1:2004/A2:2014

Tipo de barra: Viga de madera_1
Pandeo respecto al eje Y: Longitud de la barra ly: ☐ real ☒ factor 1,00
Pandeo respecto al eje Z: Longitud de la barra lz: ☐ real ☒ factor 1,00
Coef. de longitud del pandeo Y:
Coef. de longitud del pandeo Z:
Parámetros de alabeo: Tipo de alabeo:
Nivel de carga:
Método de cálculo de tensiones críticas - 6.3.3: ☒ Clásico - método [6.31] ☐ Para secciones rectangulares - formula [6.32]
Clase de servicio:

Utilización - valores de los desplazamientos

Desplazamientos límites
Flecha de la barra (sistema local)
Flecha final u_f,fin:
Flecha u_i,inst:
Desplazamientos de los nudos (sistema global)
X=L / Y=L /
Barras con contraflecha
☐ Control de los desplazamientos teniendo en cuenta la contraflecha
☒ Contraflecha definida por el usuario
u_y = mm u_z = mm
☐ Contraflecha automática
Flecha u_i,net,fin:

Definición de la barra - parámetros de la resistencia...

Método: ☒ Simplificado ☐ Rigidez y resistencia reducidas
Velocidad de combustión: ☒ Según la norma ☐ Definida por el usuario (mm/min):
Resistencia exigida t (h):
Protección de la superficie (min):
Protecc. adicional de las paredes de la sección:
☐ Protección continua entre las barras del perfil doble
Atención !!!
Los cálculos considerando la posibilidad de la acción del fuego serán efectuados después de activar la opción adecuada en el cuadro de diálogo CALCULOS - EUS / PARAMETROS.

Figura 4-19. Condicionantes de cálculo, limitaciones de desplazamientos y definición de resistencia a fuego de los elementos tipo viga (Robot Structural Analysis “Autodesk”).

4.5.3. ARRIOSTRAMIENTOS

Los arriostramientos sólo se dispondrán en el modelo-1, puesto que no existe otro elemento constructivo que realice la bajada de cargas frente a las solicitaciones horizontales.

Con el fin de evitar posibles defectos en el cálculo y, se han definido como barras de celosía, forzándolas a trabajar únicamente frente a esfuerzos longitudinales y cuando estén traccionadas. En este concepto radica el análisis “estático no lineal” del modelo-1.

En los modelos restantes, donde no se ha definido un arriostramiento, la estabilidad lateral se asegura mediante los paneles portantes, que tienen el efecto de pared de arriostramiento, entendiéndose ésta como un diafragma vertical que actúa como una viga delgada de gran canto en voladizo, transmitiendo las cargas laterales a la cimentación.

En los modelos 2 y 3 no se han establecido arriostramientos propiamente dichos, sin embargo, hay muros de cortante en las zonas de rigidez estructural que desempeñan la misma función, asegurar la estabilidad horizontal de la estructura.

Barra n.º: 48 Sección: PLAT 100x50

Dimensiones:

HY (cm)	HZ (cm)
10,0	5,0

Características seccionales:

SX (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)
50,00	286,10	104,17	416,67

Características del material:

E (MPa)	G (MPa)	NI	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)	Re (MPa)
210000,00	81000,00	0,30	0,00	77,01	275,00

Figura 4-20. Descripción de los arriostramientos del modelo-1 (Robot Structural Analysis “Autodesk”).

Geometría Características NTM Desplazamientos Verificación

Barra n.º: 114 Sección: PLAT 100x50

Dimensiones:

HY (cm)	HZ (cm)
10,0	5,0

Características seccionales:

SX (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)
50,00	286,10	104,17	416,67

Características del material:

E (MPa)	G (MPa)	NI	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)	Re (MPa)
210000,00	81000,00	0,30	0,00	77,01	275,00

☒ Barras de celosía - actúan sólo los esfuerzos longitudinales

☒ Barras trabajando sólo en tracción o compresión

☐ barras comprimidas

☒ barras traccionadas

☐ Considerar las deformaciones debidas al esfuerzo cortante

☐ barras inactivas

Lista de barras:

47

Aplicar Cerrar Ayuda

Figura 4-21. Definición de arriostramiento y concepto de "barra-celosía" “Autodesk”).

Definición de la barra - parámetros - UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014

Tipo de barra: Barra_1

Pandeo respecto al eje y: Longitud de la barra ly: ☐ real ☒ coeficiente 1,00

Pandeo respecto al eje z: Longitud de la barra lz: ☐ real ☒ coeficiente 1,00

Coef. de longitud de pandeo y: ☐ 1,00 ☒ 1,00

Coef. de longitud de pandeo z: ☐ 1,00 ☒ 1,00

Curva de pandeo y: auto

Curva de pandeo z: auto

☐ Pandeo flexo-torsor

Parámetros de pandeo lateral

☒ Pandeo lateral

Nivel de carga: ☒ ala superior ☐ ala inferior

Momento crítico: ☒ Automático ☐ Usuario Mcr = 1,00 kN*m

Curva de pandeo lateral: auto

☐ Método general [6.3.2.2] Lambda LT,0 = 0,4

☒ Método detallado [6.3.2.3] Beta = 0,75

☐ Método simplificado para las vigas con rigidizadores laterales [6.3.2.4] k1 = 1,1

Conjuntos adicionales de parámetros de la barra

☒ Flechas y desplazamientos límites: Utilización

☐ Secciones compuestas: Compuestas

☐ Secciones de paredes delgadas: Paredes delgadas

☒ Parámetros del análisis de resist. al fuego: Fuego

Definición de la barra - parámetros de la resistencia al fuego

Parámetros básicos

Tiempo de resistencia al fuego: treq = 90,00 min

curva de temperatura: Estándar ISO 834

Protección de la barra contra el fuego: Protegido

Exposición de la sección: ☒ + ☐ - ☐ 0

Parámetros adicionales

Coef. de secur. para la radiación: gnr = 1,00

Coef. de secur. para la convección: gnc = 1,00

Parámetro de adaptación: k2 = 1,00

Testo de la temperatura máxima de la barra

Testo para la barra número: 1

Temperatura de la barra: ☒ automática ☐ del usuario Oa,max = 356,01 °C

Parámetros de la isolación térmica

Tipo de protección del material: ☒ High-density spray

Grupo de materiales: Vermiculite (or per)

Nombre del material: Vermiculite (or per)

Espesor de la isolación [cm]: dp = 0,3

Densidad [kg/m³]: rop = 550,0

Calor específico [J/(kg K)]: cp = 1100,1

Conductividad térmica [W/(m K)]: lap = 0,12

CURVA DE VARIACIÓN DE LA TEMPERATURA

Temperatura

1000

800

600

400

200

0

0 25 50 75 100 120

tiempo

treq

temp. del elemento

temp. de gases

Atención !!! Los cálculos considerando la posibilidad de la acción del fuego serán ejecutados después haber seleccionado una opción apropiada en el cuadro de diálogo CÁLCULOS - EC3 / CONFIGURACIÓN.

Figura 4-22. Definición de las propiedades de los elementos tipo arriostramiento (Robot Structural Analysis “Autodesk”).

4.5.4. FORJADOS

Puesto que los sistemas que se presentan tienen un alto grado de traslacionalidad, los forjados juegan un papel crucial en la respuesta estructural de los mismos, procurando que se comporten como losas rígidas y evitando así que se produzcan desplazamientos diferenciales entre los pilares de una misma planta, es decir, dentro del bloque que conforma el techo de un mismo nivel, los elementos estructurales se han de comportar de manera solidaria respecto a los movimientos horizontales. Es por ello que se han estudiado dos tipos de forjados: el primero de ellos es del tipo “Vigas compuestas”, formado por vigas con alas delgadas. El segundo tipo de forjado se compone totalmente de paneles CLT.

Básicamente, se pretende que el forjado tenga el efecto de diafragma, para así absorber los esfuerzos laterales, derivados del viento, y transmitírselos a los paneles verticales de arrostramiento o a los pórticos.

4.5.4.1. VIGAS COMPUESTAS DE ALAS DELGADAS ENCOLADAS.

Para el cálculo del forjado formado por “vigas compuestas de alas delgadas” se ha seguido el planteamiento establecido en el EC5.

Se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones para la definición de las vigas:

- El alma estará formada por Madera Laminada Encolada de clase resistente GL24h, a pesar de que el grueso de la estructura sea de GL30h, puesto que estos elementos estarán sometidos en su mayoría a flexión y el efecto diafragma para la estructura lo aportarán los paneles que componen las alas. Por otro lado, éstas estarán formadas por paneles de OSB/4 (Tableros de Virutas Orientadas). Este tipo de tableros están indicados para un uso estructural y se ha optado por el de clase 4 y no el de clase 3, a pesar de no estar en un ambiente húmedo, porque ofrece mejores propiedades mecánicas.
- La unión entre el alma y las alas será encolada en fábrica, obteniéndose así una unión totalmente rígida (se consideran infinitamente rígidas), haciendo que el forjado trabaje como un cuerpo solidario, evitando así los posibles desplazamientos entre éstas piezas por el efecto del rasante y alcanzando capacidades de carga y rigideces muy superiores a las que aportarían los cuerpos por separado.
- La dirección principal de los tableros que forman las alas será perpendicular a la luz del forjado, efectuándose así el correcto reparto de las cargas entre las “viguetas” existentes. Además, de este modo aumenta la capacidad de resistencia a flexión de los largueros, lográndose intereses mayores que conllevan un ahorro de material. No obstante, se ha de tener en cuenta esta disposición penaliza la capacidad a flexión de los paneles.
- La gran ventaja de estos forjados se presenta desde el punto de vista constructivo, puesto que en el espacio existente entre largueros se pueden alojar los aislantes térmicos y acústicos necesarios, y la prefabricación de los módulos permite una rápida y fácil ejecución en obra.¹⁴

Las vigas de alas delgadas son elementos estructurales superficiales que están formados por un alma constituida por varios largueros, que en este caso se proyectan de madera laminada encolada GL24h, y dos alas formadas por Tableros de Virutas Orientadas OSB/4. Aunque la unión entre ambas partes se puede realizar con elementos de fijación mecánicos, para evitar posibles desplazamientos diferenciales entre las alas y el alma y, con el fin de eliminar posibles defectos de ejecución, se optará por una unión rígida mediante encolado.

Desde el punto de vista estructural, este tipo de forjados permiten alcanzar respuestas estructurales muy superiores a las que darían sus componentes de forma individual (Roadschelders, 1995). Ello reside en el comportamiento solidario del alma con las alas que, en definitiva, se trata de una sección mixta.

Las uniones que se emplearán para conectar el alma con las vigas principales de la estructura es similar a la definida para las vigas de cierre “Anexo VIII-Unión Pilar-Dintel (B)”, modificándose los valores de cálculo y las dimensiones de las placas de acero empleadas.

¹⁴ Una de las principales ventajas de la madera estructural es la prefabricación de sus componentes, permitiendo una producción en cadena y un montaje en obra más eficaz.

Se seguirá el planteamiento propuesto por el Eurocódigo 5, que asume la hipótesis de Navier-Bernoulli, tanto en el alma como en las alas, mientras que la distribución de las tensiones normales sólo se verifica en la primera de ellas, dado que el efecto de arrastre por cortante y de abolladura la anulan para los tableros. En esta norma también se permite la homogeneización de la sección, deduciendo una anchura eficaz (b_{ef}) para los paneles dada la diferencia existente de sus propiedades mecánicas respecto a las del alma.

El ancho eficaz vendrá condicionado por la no linealidad de las tensiones normales en las alas, definida por los dos efectos siguientes:

- **Arrastre por cortante:** La propagación del esfuerzo rasante desde la zona de encuentro de los paneles con el alma, ya sean comprimidas o traccionadas, se traduce en una distribución no lineal de las tensiones normales en los primeros. Así pues, la fibra más alejada recibe menos tensión, mientras que la más próxima al alma es la más solicitada. Esto podría explicarse dada la consideración de que es el alma la parte que recibe todo el cortante de la sección total.
- **Abolladura de las alas:** La abolladura se da en el panel comprimido, y se entiende fácilmente si se asemeja a una chapa metálica. Este efecto está directamente relacionado con el canto del ala (h_f), siendo inversamente proporcional al mismo. Cuando el espesor del panel es reducido, la esbeltez de la pieza en el plano de estudio aumenta, y puede llegar a producirse un pandeo local en las fibras más alejadas del alma.

No obstante, el hecho de considerar un ancho eficaz en las alas, acorde a la normativa, permite simplificar considerablemente los cálculos y realizar un análisis lineal. Para ello se han de tener en cuenta las premisas indicadas en la siguiente tabla:

MATERIAL DEL ALA	ARRASTRE POR RASANTE	ABOLLADURA
Tablero contrachapado con la dirección de la fibra en las chapas de las caras:		
Paralelas a las almas	$0,10 \cdot l$	$20 \cdot h_f$
Perpendiculares a las almas	$0,10 \cdot l$	$25 \cdot h_f$
Tablero de partículas orientadas (OSB)	$0,15 \cdot l$	$25 \cdot h_f$
Tablero de partículas y tablero de fibras con orientación aleatoria de las partículas	$0,20 \cdot l$	$30 \cdot h_f$

**Si se aplican estas expresiones para la obtención de las anchuras eficaces de las alas, se ha de garantizar que la distancia libre entre almas (b_f) no supere $2 \cdot b_{ef,c}$.*

Tabla 4-21. Anchura eficaz máxima del ala debido a los efectos del arrastre por cortante y de la abolladura.

Atendiendo a las relaciones expuestas, se deduce que:

- Cuanto mayor sea el espesor del panel sometido a compresión, menor será el efecto por abolladura.
- Cuanto menor sea la luz del forjado, mayor será el efecto del arrastre por cortante, viéndose reducido el ancho eficaz.

El Eurocódigo 5 establece los siguientes criterios para la obtención del ancho eficaz en vigas compuestas de alas delgadas:

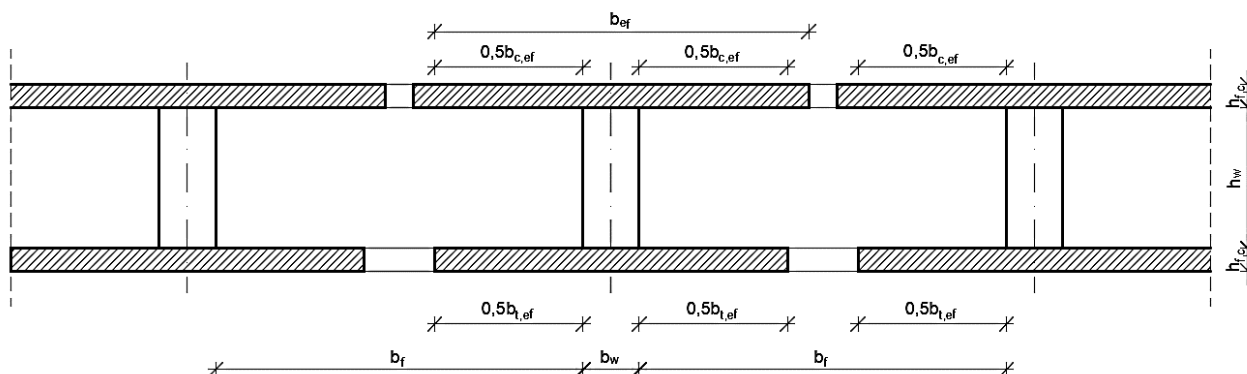


Figura 4-23. Anchos eficaces en vigas compuestas con alas delgadas encoladas (UNE-EN-1995).

Donde:

$$b_{ef} = b_{c,ef} + b_w \rightarrow \text{Ala comprimida} \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

$$b_{ef} = b_{c,ef} + b_w \rightarrow \text{Ala traccionada} \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

ANÁLISIS DE LAS TENSIONES

La definición del forjado queda sujeta a dos materiales con propiedades diferentes, lo que implica que las tensiones a flexión variarán a lo largo del tiempo dada la disparidad del comportamiento reológico de las piezas. Esto conlleva el estudio de dos situaciones de carga, puesto que la fluencia se manifiesta en periodos de larga duración, mientras que, para cargas instantáneas, este efecto es despreciable (véase apartado “3.2. Deformaciones”). El factor de fluencia repercutirá de forma directa en los módulos de elasticidad y cortante de cada material resultando el siguiente para cada caso de carga:

- Cargas instantáneas:

$$E_{mean} \text{ y } G_{mean} \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

- Cargas a largo plazo:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{def})} \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{def})} \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

Donde:

- E_{mean} : valor medio del módulo de elasticidad de cada material.
- G_{mean} : valor medio del módulo de cortante de cada material.
- k_{def} : factor de fluencia del material.
- Ψ_2 : Coeficiente de simultaneidad del calor “casi permanente” de la carga dominante. Si la situación es permanente, es igual a la unidad.

El tratamiento que el Eurocódigo 5 aplica a este tipo de secciones es similar al de las secciones mixtas (acero-hormigón) o a las secciones compuestas (hormigón-hormigón), estableciendo un material como el de referencia y unificando, respecto a él, los módulos de elasticidad. En este caso, el material de referencia será el del alma (GL24h), y el módulo de elasticidad de las alas se relacionará mediante la siguiente expresión:

- Cargas instantáneas:

$$k_E = \frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

- Cargas a largo plazo:

$$k_E = \frac{E_{mean,fin,w}}{E_{mean,fin,f}} = \frac{E_{mean,w} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})}{E_{mean,f} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})} \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

Donde,

- $E_{mean,w}$: valor medio del módulo de elasticidad del alma.
- $E_{mean,f}$: valor medio del módulo de elasticidad del ala.
- $k_{def,w}$: factor de fluencia del alma.
- $k_{def,w}$: factor de fluencia del ala.
- Ψ_2 : Coeficiente de simultaneidad del calor “casi permanente” de la acción que genere la situación crítica. Si la ésta es la permanente, $\Psi_2=1$.

Se ha considerado una unión totalmente rígida entre el alma y las alas del forjado, esto implica que el pandeo lateral queda totalmente impedido (se asemeja a un sistema infinitamente arriostrado) y sólo se estudiarán respecto al eje y-y. Para la obtención del momento de inercia homogéneo se tendrá que multiplicar el ancho eficaz (b_{ef}) de las alas por el coeficiente k_E , resultando el momento de inercia de la pieza:

$$I_y = I_{f,y} + k_E \cdot I_{w,y} \quad (\text{Ecuación 4.8})$$

ANÁLISIS DE LAS DEFORMACIONES

El planteamiento seguido para el análisis de las deformaciones según el Eurocódigo 5 es similar al tensional, considerando el coeficiente de fluencia sólo para los casos de carga permanentes, o la parte pertinente de las variables):

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})} \quad (\text{Ecuaciones 4.9})$$

$$G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})}$$

En este caso, la deformación por cortante no se puede despreciar y ha de tener en cuenta en los cálculos. Este tipo de vigas se asemejan, en forma, a los perfiles metálicos estandarizados, y acorde a la formulación clásica de la “Resistencia de materiales” la mayor parte del cortante es absorbida por el alma, desarrollándose leyes de esfuerzos tangenciales levemente curvas. Por este motivo, el conjunto se puede considerar como una pieza rectangular sometida a una tensión tangencial constante. Para una viga biapoyada, la flecha w_v , puede asumir la siguiente simplificación:

$$w_w = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot A_w \cdot G_w} \quad (\text{Ecuación 4.10})$$

Donde:

- A_w : Sección sin homogeneizar del alma.
- l : luz de la viga.
- G_w : módulo de rigidez a cortante del alma.

La resistencia al vuelco lateral está asegurada puesto que los extremos superior e inferior del alma están arriostrados por las alas.

TENSIONES NORMALES EN LAS ALAS

$$\sigma_{f,c,d} \leq f_{f,c,d} \rightarrow \text{Ala comprimida} \quad (\text{Ecuación 4.11})$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{f,t,d} \rightarrow \text{Ala traccionada} \quad (\text{Ecuación 4.12})$$

TENSIONES NORMALES EN EL ALMA

$$\sigma_{w,c,\text{max},d} \leq f_{c,w,d} \rightarrow \text{Zona comprimida} \quad (\text{Ecuación 4.13})$$

$$\sigma_{w,t,\text{max},d} \leq f_{t,w,d} \rightarrow \text{Zona traccionada} \quad (\text{Ecuación 4.14})$$

SUPERFICIES CRÍTICAS A TENSIONES DE RODADURA

$$\tau_{mean,d} \leq \begin{cases} f_{v,90vd} & \text{Para } b_w \leq 8 \cdot h_f \\ f_{v,90vd} \cdot \left(\frac{8 \cdot h_f}{b_w} \right)^{0,8} & \text{Para } b_w > 8 \cdot h_f \end{cases} \quad (\text{Ecuación 4.15})$$

En el Anexo III se detalla el cálculo del forjado ligero compuesto por “vigas de alas delgadas encoladas” acorde al procedimiento establecido en el Eurocódigo 5 (Sección 9- Componentes y montajes). El proceso, como resulta iterativo hasta llegar a la solución óptima, se ha llevado a cabo mediante una hoja de Excel, donde se verifica para Estados Límites Últimos, Estados Límites de Servicio y a Fuego, para el vano de mayor luz (4,50 metros). En las siguientes tablas se plasman los resultados obtenidos y el dimensionamiento, tanto del alma como de los paneles que forman las alas:

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS Y DE SERVICIO

RESUMEN								
		C.P.		C.P. + S.U.			FLECHAS	
		C.Plazo	L.Plazo	C.Plazo	L.Plazo		LÍMITE	VERIFICACIÓN
ALAS	Comp.	0,16	0,26	0,29	0,28	INTEGRIDAD	15,00	CUMPLE
	Tracción	0,24	0,40	0,44	0,43			
ALMA	Comp.	0,14	0,27	0,25	0,34	CONFORT	12,86	CUMPLE
	Tracción	0,17	0,33	0,31	0,42			
Tensiones rodadura		0,50	0,85	0,93	0,92	APARIENCIA	15,00	CUMPLE
I.máx		0,50	0,85	0,93	0,92			

Tabla 4-22. Comprobación del forjado ligero formado por "Vigas compuestas de alas delgadas encoladas" en Estados Límites Últimos y de Servicio.

Como se puede apreciar en la tabla, el factor determinante para el diseño en Estados Límites Últimos y de servicio es la deformación por apariencia, donde la combinación casi permanente tiene un índice de aprovechamiento del 98% (14,76/15,00). En lo referente a los estados límites últimos, cuando la hipótesis contempla las cargas permanentes y variables (su parte permanente) a largo plazo se llega al 92% del aprovechamiento de la sección.

SITUACIONES EN CASO DE INCENDIO

RESUMEN								
		C.P.		C.P. + S.U.			FLECHAS	
		C.Plazo	L.Plazo	C.Plazo	L.Plazo		LÍMITE	VERIFICACIÓN
ALAS	Comp.	0,36	0,53	0,63	0,55	INTEGRIDAD	15,00	NO CUMPLE
	Tracción	0,46	0,71	0,80	0,74			
ALMA	Comp.	0,35	0,60	0,61	0,75	CONFORT	12,86	NO CUMPLE
	Tracción	0,35	0,64	0,61	0,79			
Tensiones rodadura		0,37	0,56	0,64	0,62	APARIENCIA	15,00	NO CUMPLE
I.máx		0,46	0,71	0,80	0,79			

Tabla 4-23. Comprobación del forjado ligero formado por "Vigas compuestas de alas delgadas encoladas" en Situaciones de incendio.

Cuando se estudia la situación de incendio no es necesario contemplar las deformaciones en la sección, puesto que la finalidad de este análisis es que la sección “aguante”, que no colapse. Como se ha indicado en el apartado “3.3. Resistencia en situaciones de incendio”, gracias al recubrimiento definido, los paneles llegarían con un espesor de 12 mm a los 90 minutos requeridos. Esto significa que siguen aportando

resistencia a la sección, y junto la nueva combinación de acciones, se obtienen resultados más favorables, es decir, la sección se comporta mejor frente a fuego que en situaciones normales.

Con estos resultados, la sección más óptima para el forjado ligero, teniendo en cuenta las secciones disponibles en el mercado, resultaría la siguiente:

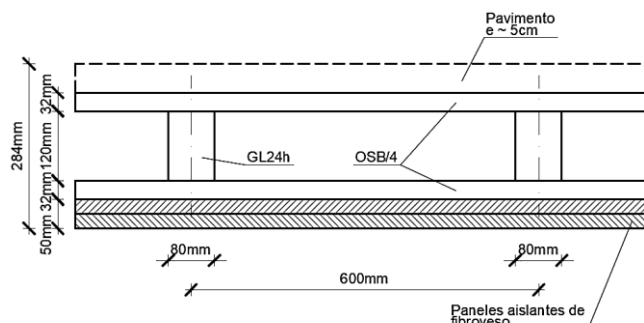


Figura 4-24. Definición del forjado ligero formado por "Vigas de alas delgadas encoladas" [fte. propia].

4.5.4.2. CROSS LAMINATED TIMBER.

Al contrario que los forjados ligeros, los paneles de Cross Laminated Timber (CLT) generan un efecto diafragma muy importante a la estructura desde el punto de vista de las cargas horizontales, consiguiendo una rigidez global para toda la planta y forzando que la cabeza de los pilares no sufra desplazamientos diferenciales. Es por ello que se ha planteado un predimensionamiento de los mismos, con el fin de barajar las dos opciones y conseguir un resultado óptimo para la estructura.

El predimensionamiento se ha llevado a cabo mediante documentación técnica especializada y el software de cálculo "Calculatis¹⁵", ambos del fabricante "Stora Enso". Del análisis de estos resultados, se obtendrá la geometría de los paneles que se emplearán para la definición de los modelos del presente estudio. En el Anejo VI, se adjuntan los cálculos de este predimensionamiento.

Para el predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales se han tenido en cuenta las cargas permanentes y variables actuantes, con sus correspondientes combinaciones.

Para la definición de los forjados se ha tenido en cuenta la situación geométrica más desfavorable, aquella con mayor luz, y la viabilidad geométrica de la pieza en conjunto, no superando los 16,00 metros de longitud. También cabe destacar que los cálculos se han llevado a cabo para un ancho de 1,00 metro.

Dado que estos forjados se componen de secciones macizas, su comportamiento frente a situaciones de incendio será más favorable que el forjado ligero, puesto que, en este, una vez se haya carbonizado el panel de OSB las alas serán atacados por, al menos, tres caras diferentes. En el caso de paneles de CLT el fuego sólo actuará en una de ellas, se han dimensionado para que ellos por si mismos resistan el tiempo requerido para la estructura frente a situaciones de Incendio (R-90).

A continuación se resumen las características de los paneles definidos en el presente estudio para los forjados, diferenciando las plantas tipo de la planta de cubierta por su distinto estado de cargas:

¹⁵ Todos los cálculos realizados para el predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales con un software de forma independiente al conjunto de la estructura serán verificados en el conjunto global.

FORJADO TIPO (CLT-160 L5S)

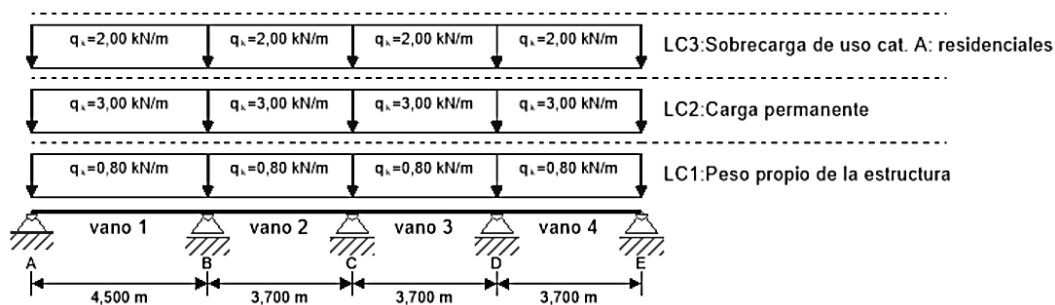
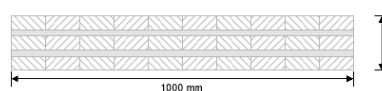


Figura 4-25. Estado de cargas para el predimensionamiento del forjado tipo en CLT (Software “Calculatis” de STORA ENSO).

Índice de aprovechamiento total						46 %			
ULS	25 %	ULS Fuego	38 %	SLS	46 %	SLS Vibración	0 %	Apoyos	12 %

Sección: CLT 160 L5s					
	Capa	Espesor	Orientación	Material	
	1	40,0 mm	0°	C24 Abeto	
	2	20,0 mm	90°	C24 Abeto	
	3	40,0 mm	0°	C24 Abeto	
	4	20,0 mm	90°	C24 Abeto	
	5	40,0 mm	0°	C24 Abeto	
t _{CLT}	160,0 mm				

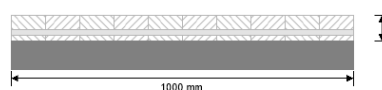
Sección Fuego: CLT 160 L5s					
	Capa	Espesor	Orientación	Material	
	1	40,0 mm	0°	C24 Abeto	
	2	20,0 mm	90°	C24 Abeto	
	3	16,0 mm	0°	C24 Abeto	
	t _{CLT}	76,0 mm			
Clase de resistencia al fuego:R 90		Tiempo		90 min	
Estratigrafía para protección al fuego : Sin elementos adicionales de protección al fuego					
k ₀	d ₀	d _{char,0,h}	d _{ef,h}	d _{char,0,v}	d _{ef,v}
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	7	77.0	84.0	0.0	0.0

Figura 4-26. Verificación y geometría del panel del forjado tipo en situaciones normales y situaciones de incendio (Software “Calculatis” de STORA ENSO).

FORJADO DE CUBIERTA (CLT-160 L5S)

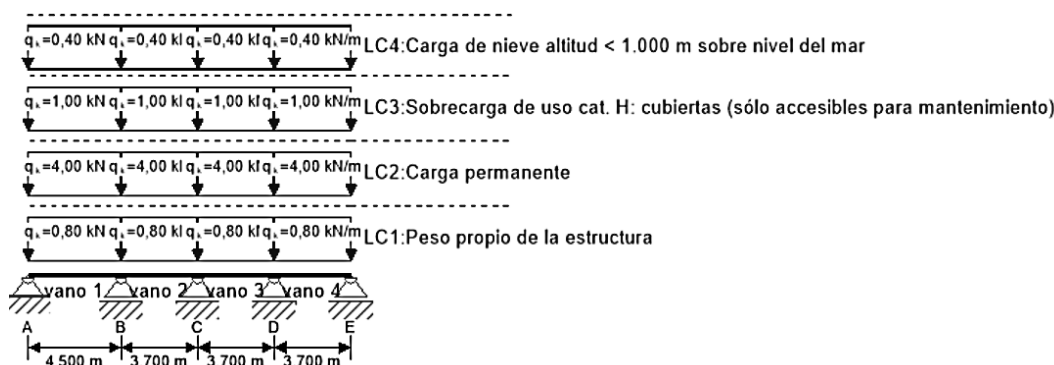
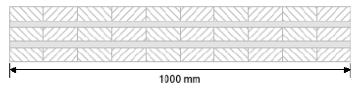
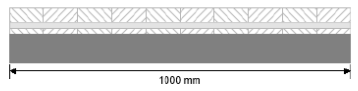


Figura 4-27. Estado de cargas para el predimensionamiento del forjado de cubierta en CLT (Software “Calculatis” de STORA ENSO).

Índice de aprovechamiento total					
ULS	26 %	ULS Fuego	41 %	SLS	49 %
				SLS Vibración	0 %
				Apoyos	12 %

Sección: CLT 160 L5s				
	Capa	Espesor	Orientación	Material
	1	40,0 mm	0°	C24 Abeto
	2	20,0 mm	90°	C24 Abeto
	3	40,0 mm	0°	C24 Abeto
	4	20,0 mm	90°	C24 Abeto
	5	40,0 mm	0°	C24 Abeto
	t_{CLT}	160,0 mm		

Sección Fuego: CLT 160 L5s				
	Capa	Espesor	Orientación	Material
	1	40,0 mm	0°	C24 Abeto
	2	20,0 mm	90°	C24 Abeto
	3	16,0 mm	0°	C24 Abeto
	t_{CLT}	76,0 mm		

Clase de resistencia al fuego: R 90	Tiempo	90 min				
Estratigrafía para protección al fuego: Sin elementos adicionales de protección al fuego	k_0	d_0	$d_{char,0,h}$	$d_{ef,h}$	$d_{char,0,v}$	$d_{ef,v}$
	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	1	7	77,0	84,0	0,0	0,0

Figura 4-28. Verificación y geometría del panel del forjado cubierta en situaciones normales y situaciones de incendio (Software “Calculatis” de Stora Enso).

De este modo, los forjados quedarían definidos de la siguiente manera para los diferentes modelos de estudio:

MODELO	FORJADO	DESCRIPCIÓN	PESO PROPIO
Modelo-1	Vigas compuestas de alas delgadas encoladas.	Almas de GL24h (120x80 mm) y almas de OSB/4 (32 mm) con un intereje de 600 mm.	0,40 kN/m ²
Modelo-2	CLT-140 (e=16cm)	Panel continuo de madera contralamida, con un espesor de 160 mm. Tiene un comportamiento bidireccional	0,80 kN/m ²
Modelo-3			0,80 kN/m ²

Tabla 4-24. Definición de los forjados.

Todos los resultados aquí expuestos servirán, única y exclusivamente, de datos de partida para la definición geométrica de las estructuras y serán verificados y correctamente definidos mediante cálculos que tendrán en cuenta el comportamiento global de la estructura mediante el software de cálculo “Robot Structural Analysis” de Autodesk.

4.6. UNIONES

4.6.1. INTRODUCCIÓN

En las estructuras de madera las uniones juegan un papel crucial, tanto en su fase de diseño como de servicio, puesto que son los elementos encargados de hacer de la estructura “un todo”. Son las zonas críticas cuando se estudian las situaciones de incendio, como se ha visto anteriormente, porque el acero con el que suelen estar definidas tiene una respuesta estructural ante este tipo de situaciones inferior al de la madera, perdiendo sus propiedades mecánicas y facilitando la penetración del calor en el interior de la pieza. Además, las uniones en madera, cuando se ejecutan con elementos del tipo clavija, suponen una pérdida de sección en la pieza, lo que se traduce en una minoración de la resistencia. Éste es el principal factor de cálculo de las uniones en estructuras de madera, la capacidad de carga que puedan presentar ante las sollicitaciones a que se ven sometidas.

A medida que la tecnología ha ido avanzando se han ido incorporando nuevas tipologías a las uniones en estructuras de madera, pasando de las uniones tradicionales carpinteras (donde las piezas se unen a base del mecanizado de la madera), a las uniones con elementos metálicos, finalizándose este progreso con el desarrollo de adhesivos que las confieren gran rigidez (uniones encoladas).

Como se ha mencionado en el apartado “3.2 Deformaciones” en las uniones se desarrollan una serie de deslizamientos que intervienen directamente en las deformaciones de la estructura. Cuanto mayor sea el módulo de deslizamiento (k_{ser}), mayor rigidez aportará la unión a la estructura. Desde este punto de vista, las uniones se pueden clasificar en tres grupos: articuladas, con elementos de unión tipo clavija, conectores y placas clavo; semirrígidas, cuando se emplean pernos para formar coronas; y rígidas, que se dan cuando se emplean adhesivos a las uniones. Dado el amplio abanico de tipologías, en el presente estudio sólo se analizarán las empleadas en la definición de los modelos de cálculos, que serán del tipo clavija.

Desde el punto de vista de los enlaces el factor más importante es que estos deslizamientos inducen un aplastamiento entre el medio de unión (que suele ser metálico), y las piezas de madera, incrementando considerablemente las compresiones locales.

4.6.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Las uniones en las estructuras de madera presentan un comportamiento muy dispar frente a la rigidez, así por ejemplo, las uniones con adhesivos tienen una rigidez muy elevada frente a las empernadas, que se asemejan más a rótulas.

Para los medios de unión se admite un comportamiento elástico, estando así del lado de la seguridad, puesto que los elementos metálicos pueden agotar su capacidad resistente por plastificación.

Por lo general, las uniones se definen con una misma tipología de elementos de fijación, pero cuando esto no se da, la carga total de la unión se reparte proporcionalmente a los respectivos módulos de deslizamiento, es decir, si en una unión se da tal configuración que aparecen clavos (i_c) y pasadores (i_p), la fuerza total a transmitir será:

$$F = \sum_{i=1}^n F_i = n_c \cdot F_c + n_p \cdot F_p \quad (\text{Ecuación 4.16})$$

Y el deslizamiento de la unión resultará¹⁶:

$$u = \frac{F_c}{K_{u,c}} = \frac{F_p}{K_{u,p}} \quad (\text{Ecuación 4.17})$$

¹⁶ $K_{u,i}$ hace referencia al módulo de deslizamiento para estados límites últimos (3.2. Deformaciones).

Es decir, el deslizamiento total del medio de unión es proporcional a la fuerza asumida por la suma de cada elemento y su módulo de deslizamiento ($k_{u,d}$). Así mismo, cada elemento de unión del tipo clavo ha de resistir una fuerza tal que:

$$F_{c,d} = \frac{k_{u,c}}{n_c \cdot K_{u,c} + n_p \cdot K_{u,p}} \cdot F_d \quad (\text{Ecuación 4.18})$$

Y del mismo modo se analizaría la fuerza para cada elemento del tipo pasador:

$$F_{p,d} = \frac{k_{u,p}}{n_c \cdot K_{u,c} + n_p \cdot K_{u,p}} \cdot F_d \quad (\text{Ecuación 4.19})$$

Quenneville estableció en el año 2000 que en las uniones de estructuras de madera, cuando existe una componente que solicita la sección a tracción paralela a la fibra, se pueden presentar los siguientes fallos:

- Aplastamiento entre la clavija y la madera, es un fallo dúctil y se considera en las ecuaciones de Johansen.
- Cortante por calles en clavijas alineadas, se puede presentar cuando se disponen clavijas alineadas de diámetro elevado.
- Fendado por hienda, se da cuando existen clavijas alineadas próximas a la testa.
- Fallo por bloque o desgarró, se presenta en uniones madera-acero cuando existe un número elevado de clavijas próxima a la testa, alineadas en grupos de área reducida, y la pieza es de dimensiones considerables estando sometida a elevados esfuerzos.

Los fallos “cortante por calles en clavijas alineadas” y “fendado por hienda” se solventan asumiendo las geometrías definidas por el Eurocódigo 5 y transformado el número de elementos de unión en su equivalente eficaz, considerando así el desigual reparto de la carga entre las clavijas de una misma fila.

Cuando se define una unión con elementos del tipo clavija alineados en una zona próxima a la testa, en un área reducida, y la pieza está sometida a una sollicitación de tracción paralela a la fibra, se puede presentar el fallo por bloque o cortante, desgarrándose el perímetro definido por la “fila de unión” y colapsando de forma frágil.

En este fallo se producen dos efectos, uno de cortante delimitado por un plano longitudinal a la fila de clavijas, y otro de tracción perpendicular a dicha fila. Las resistencias de ambos planos no deben sumarse, puesto que el comportamiento de la madera a cortante y a tracción es frágil, de modo que el fallo de la unión se alcanzará cuando se agote la mayor de estas resistencias.

La norma UNE-EN 1995-1-1:2016 establece la siguiente comprobación para el “Fallo por cortante en bloque y por desgarró en uniones acero-madera con varios elementos de fijación del tipo clavija”, definida también en el Anejo H-informativo-del CTE DB-SE-M “Fallo de uniones por cortante en el perímetro o bloque”.

El valor característico de la capacidad de carga por fallo en bloque viene definido por la siguiente expresión:

$$F_{bs,Rk} = \max. \begin{cases} 1,5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t,0,k} \\ 0,7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k} \end{cases} \quad (\text{Ecuación 4.20})$$

Donde:

- $A_{net,t}$: área neta de la sección transversal a tracción.
- $A_{net,v}$: área neta resistente a cortante.

La primera fila de la comprobación hace referencia a la capacidad de carga por tracción, que se ve incrementada puesto que el Eurocódigo 5 exige que la zona de unión esté libre de defectos, mientras que la segunda establece la capacidad de carga por cortante, y se reduce por la posible presencia de fendas en la zona de unión, similar a la limitación a cortante en las piezas sometidas a flexión.

Esta comprobación requiere unos condicionantes geométricos que aseguren el correcto reparto de las cargas por elemento de fijación que afectan a las áreas antes citadas:

- Área neta de la sección transversal a tracción:

$$A_{net,t} = L_{net,t} \cdot t_1 \quad (\text{Ecuación 4.21})$$

- Longitud neta a tracción, que se contabiliza como la suma de las longitudes del fondo que trabajan a tracción en la rotura del bloque sin tener en cuenta los agujeros.

$$L_{net,t} = \sum_i l_{t,i} \quad (\text{Ecuación 4.22})$$

- Área neta resistente a cortante:

$$A_{net,v} = \begin{cases} L_{net,v} \cdot t_1 & (c, f, j/l, k, m)^{17} \\ \frac{L_{net,v}}{2} \cdot (L_{net,t} + 2 \cdot t_{ef}) & \text{Resto de modos} \end{cases} \quad (\text{Ecuaciones 4.23})$$

- Longitud neta a cortante, que se define como el perímetro lateral sin contar los agujeros.

$$L_{net,v} = \sum_i l_{v,i} \quad (\text{Ecuación 4.24})$$

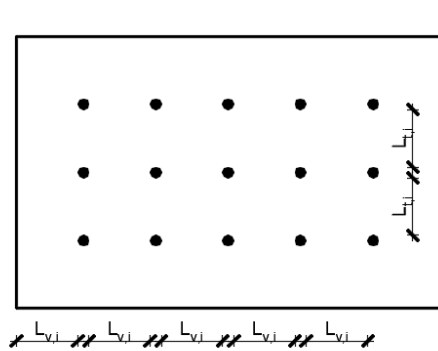


Figura 4-29. Longitudes netas a tracción y a cortante (UNE-EN 1995-1-1:2016).

Para el cálculo de la profundidad eficaz t_{ef} , se tiene en cuenta el grueso de la pieza t_1 , el momento de plastificación de la clavija y la resistencia a aplastamiento de la pieza de madera. Se diferencian los siguientes casos:

- Placas de acero delgadas ($t \leq 0,5 \cdot d$):

$$0,4 \cdot t_1 \quad (\text{a})$$

$$t_{ef} = 1,4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,R,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \quad (\text{b}) \quad (\text{Ecuaciones 4.25})$$

¹⁷ Hacen referencia a los modos de fallo de Johansen.

- Placas de acero gruesas ($t \geq d$):

$$t_{ef} = \begin{matrix} 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,R,k}}{f_{h,k} \cdot d}} & (e) \ (h) \\ t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,R,k}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] & (d) \ (g) \end{matrix} \quad (\text{Ecuaciones 4.26})$$

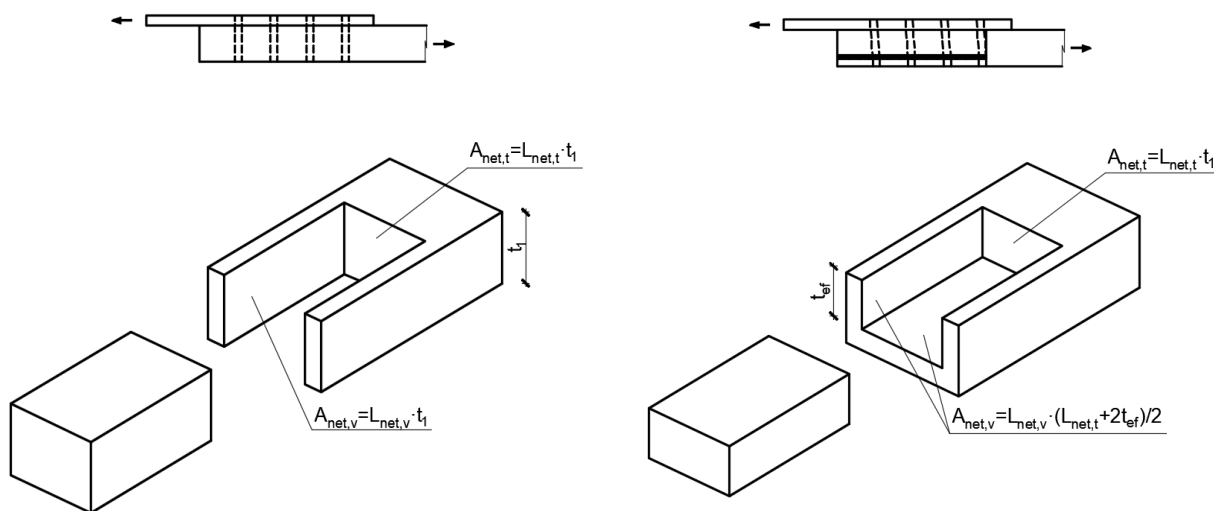


Figura 4-30. Fallos de la unión en bloque y por desgarro (fte. propia).

Otro aspecto importante a tratar referente a las uniones es la alternancia de signo en fuerzas de larga o media duración a la que se ve sometida, reduciendo su capacidad de carga característica. Este efecto se suele producir en los sistemas de arriostramiento de la estructura frente a la acción del viento, no obstante, como el Eurocódigo 5 le asigna una duración instantánea (y el CTE corta) a este tipo de solicitación, no se ha considerado en el presente estudio.

NÚMERO EFICAZ DE ELEMENTOS DE UNIÓN

En las uniones con más de un elemento de fijación (que prácticamente son todas), se ha de tener en cuenta el desigual reparto de la carga entre ellos, a pesar de que se haya proyectado con una geometría simétrica y regular. De este modo, el Eurocódigo 5 establece el “Número eficaz” de elementos de fijación, igual o menor al real, para cada tipo de unión, considerándose exclusivamente para las solicitaciones paralelas a la fibra acorde a la siguiente expresión:

$$F_{v,Rd} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk} \quad (\text{Ecuación 4.27})$$

Por último, cabe destacar la especial importancia que los efectos de la variación del contenido de humedad presentan en las uniones, desembocando en la hinchazón o en la merma de las piezas de madera¹⁸.

Estas variaciones tienen especial importancia cuando la unión impide el libre movimiento de la pieza y su envergadura (± 100 cm), originándose fendas al reducirse la humedad de la pieza. Este es el caso del Modelo-1 “Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GLh)”, donde las uniones de los pórticos

¹⁸ Se ha de asegurar que durante la puesta en obra la madera presente un contenido de humedad próximo a la humedad de equilibrio higroscópico media de su situación de equilibrio.

se han definido mediante la tipología “Uniones semirrígidas, corona”. En estos nudos, cuando se dan los condicionantes anteriores y la dirección de las fibras es prácticamente ortogonal, se genera un movimiento diferencial originándose el fendado en la zona próxima a la testa.

Como se ha mencionado anteriormente, los medios de unión que se emplearán en el presente proyecto son del tipo clavija (tirafondos y pernos). Estos se definen como medios de unión del tipo mecánico, transmitiendo los esfuerzos a través de herrajes metálicos mediante las tensiones de aplastamiento sobre las piezas de madera. Las clavijas son elementos estandarizados, y sus dimensiones y calidades se definen en la siguiente normativa:

ELEMENTO	NORMATIVA
Tirafondos	UNE-EN 14592
Pernos	

Tabla 4-25. Normativa de aplicación para los elementos de unión del tipo clavija definidos en el presente estudio.

4.6.3. MÉTODO DE CÁLCULO

Las uniones del tipo clavija se definen como uniones mecánicas y se consideran como articuladas desde el punto de vista de transmisión de esfuerzos en la estructura. Dentro de estos esfuerzos, todas las clavijas pueden resistir cargas de cortante, que de ahora en adelante se denominarán “cargas laterales”, y esfuerzos axiales.

Cuando la unión ha de resistir cargas laterales, el vástago del elemento de fijación se ve sometido a unos esfuerzos de flexión y de cortante, que transmitirá a la pieza en forma de compresiones puntuales perpendiculares a la fibra, o lo que es lo mismo, generará tensiones localizadas de aplastamiento. Por otro lado, las cargas axiales se transmiten mediante la parte roscada de los tirafondos o de la cabeza de los pernos.

A continuación, se exponen las propiedades de los materiales y los parámetros de definición geométrica de la unión, que son los condicionantes que establecen su capacidad de carga.

4.6.3.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL MATERIAL

Las principales propiedades del material que intervienen en la definición de la capacidad de carga de la unión son las referentes a la resistencia al aplastamiento de la madera, el momento de plastificación de la clavija y la resistencia al arranque e incrustación de la cabeza de los medios de unión en las piezas de madera (Arquéllles *et al*, 2015).

La resistencia al aplastamiento de la madera se define como “la tensión última que es capaz de soportar la pieza, ejercida por un elemento lineal rígido” y se mide en N/mm². Esta resistencia se establece de forma teórica acorde a la siguiente expresión:

$$f_h = \frac{F_{m\acute{a}x}}{d \cdot t} \quad (\text{Ecuación 4.28})$$

Sin embargo, el Eurocódigo 5 establece una formulación basada en la experiencia, que tiene en cuenta el tipo de clavija, su diámetro y la densidad característica de la madera. Esta norma unifica la formulación para los pernos y tirafondos con un diámetro superior a los 6 mm, y tiene el siguiente aspecto cuando se aplican en piezas de madera laminada:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (\text{Ecuación 4.29})$$

Cuando la unión forma un ángulo α con la dirección de la fibra, la formulación se establece como:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha + \text{cos}^2 \alpha} \quad (\text{Ecuación 4.30})$$

Donde:

$$\begin{aligned} k_{90} &= 1,35 + 0,015 \cdot d && \text{Coníferas} \\ k_{90} &= 1,30 + 0,015 \cdot d && \text{Madera microlaminada} \\ k_{90} &= 0,90 + 0,015 \cdot d && \text{Fronchosas} \end{aligned}$$

El momento plástico de la clavija se define como el flector que produce la plastificación completa de la sección de un elemento de fijación del tipo pasante. La formulación aplicada es la indicada en el Eurocódigo 3 y, al igual que las del aplastamiento de la madera, son de origen empírico, variando sus resultados en función del medio de unión empleado (resistencia característica a tracción y su diámetro). Para el estudio de pernos y tirafondos con un diámetro superior a los 6 mm, se establece la siguiente expresión:

$$M_{y,R,k} = 0,3 \cdot f_{u,d} \cdot d^{2,6} \quad (\text{Ecuación 4.31})$$

Por último, se ha de tener en cuenta la **resistencia al arranque** que presentan los elementos de fijación. Con esta resistencia se determina la capacidad de carga axial de los tirafondos. Dicha resistencia tiene su fundamento en las fuerzas de rozamiento y anclaje a lo largo del fuste y, por otro lado, la incrustación de la cabeza en la pieza de madera.

La resistencia al arranque de los tirafondos se obtiene acorde a la siguiente expresión, teniendo en cuenta la profundidad de penetración eficaz (l_p), que es la longitud de la parte roscada:

$$f_{ax} = \frac{F_{máx}}{d \cdot l_p} \quad (\text{Ecuación 4.32})$$

Mientras que la resistencia a la incrustación de la cabeza sigue la ecuación:

$$f_{head} = \frac{F_{máx}}{d_h^2} \quad (\text{Ecuación 4.33})$$

Donde:

- d_h : diámetro de la cabeza del tirafondos.

CAPACIDAD DE CARGA AXIAL

Como se ha indicado anteriormente, la carga axial hace referencia a la resistencia a tracción de la unión, dándose principalmente en los tirafondos y pernos. En los primeros, la resistencia se logra gracias a la parte roscada, confiriendo a los tirafondos de una elevada capacidad de carga axial. Para los segundos, dicha capacidad se logra gracias a las arandelas bajo la tuerca, que induce una compresión localizada perpendicular a la fibra.

Desde el punto de vista de la comprobación de los tirafondos, si tiene un diámetro comprendido entre 6 y 12 mm ($6\text{mm} \leq d \leq 12\text{mm}$) y la relación entre los diámetros exterior e interior de la parte roscada se encuentre entre 0,6 y 0,75; la capacidad de carga axial característica se podrá obtener acorde a la siguiente expresión:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (\text{Ecuación 4.34})$$

Donde:

- n_{ef} : es el número eficaz de tirafondos

$$n_{ef} = n^{0,9} \quad (\text{Ecuación 4.35})$$

- d , diámetro exterior medio de la parte roscada.
- L_{ef} , profundidad de penetración de la parte roscada en la pieza (mm).
- K_d , menor valor entre $d/8$ y 1.
- $F_{ax,k}$, valor característico de la resistencia al arranque perpendicular a la fibra.
- α , ángulo entre el eje del tirafondo y la dirección de la fibra con $\alpha \geq 30^\circ$.

Cuando se analizan los pernos, se considera un área igual al de la arandela que está en contacto con la pieza de madera, descontándole el hueco pertinente al perno más 2 mm, dado que el taladro provoca esta holgura. Además, el Eurocódigo 5 admite que la resistencia a compresión perpendicular de dicha zona se incrementa en $3 \cdot f_{c,90,k}$. Si en vez de emplear arandelas, la unión se proyecta con placas de acero, se define un diámetro equivalente entre el menor de 12 veces el espesor de la placa o 4 veces el diámetro del perno.

La capacidad a carga axial del perno, si éste no es pretensado, se obtiene de la siguiente expresión definida por el Eurocódigo 3 (o la instrucción española EAE):

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (\text{Ecuación 4.36})$$

Todos los parámetros de esta expresión están recogidos en la tabla 58.7 de la Instrucción de Acero Estructural española (EAE).

CAPACIDAD DE CARGA LATERAL

La capacidad de carga lateral ($F_{v,Rk}$) en las uniones viene definida por la resistencia al aplastamiento de la madera o por la plastificación del medio de unión bajo solicitaciones por flexión y tiene su origen en el esfuerzo cortante. El procedimiento de cálculo fue establecido por Johansen en 1949 y responde ante el nombre de “modelo plástico europeo”. Para poder aplicarlo, en los medios de unión se han de reducir al máximo los efectos del rozamiento entre las piezas y las fuerzas axiales.

Johansen desarrolló sus estudios diferenciando dos grupos de uniones en función de los materiales presentes, estableciéndose así un primero de “madera-madera”, es decir, sin chapa metálica; y un segundo de “madera-acero”, con chapa metálica:

TIPO DE UNIÓN	CARACTERÍSTICAS
Madera-madera	Simple cortadura
	Doble cortadura
Madera-acero	Simple cortadura
	Doble cortadura con pieza central de acero
	Doble cortadura con piezas laterales de acero

Tabla 4-26. Casos de estudio de las ecuaciones de Johansen [Johansen, K.W., 1949].

Dada la estandarización de los materiales empleados en los medios de unión de estructuras de madera, existen unas tablas para la obtención de la capacidad de carga resistente de los elementos del tipo clavija, no obstante, a continuación, se expone la teoría del “modelo plástico europeo”.

Si en las uniones se disponen elementos de fijación que tengan capacidad de carga frente a solicitaciones axiales, la capacidad de carga lateral se ve incrementada por un fenómeno que se conoce como el “efecto sogá”, que está originado por la colaboración que el medio de unión aporta cuando comienza el desplazamiento.

“Entre las piezas en contacto existe un rozamiento que es mayor cuanto más fuerte sea el apriete de los elementos de conexión. Sin embargo, este rozamiento no se tiene en cuenta en el cálculo, ya que la merma transversal de la madera implicaría la desaparición del rozamiento. Pero cuando la clavija se deforma bajo las cargas laterales, se originan fuerzas de rozamiento y fuerzas de anclaje en la cabeza de la clavija. Ésta se inclina según aumenta el esfuerzo lateral un ángulo ρ , a la vez que queda sometida a una fuerza axial F . Esta fuerza se puede dividir en una componente perpendicular al plano de contacto entre las piezas ($F \cdot \cos \rho$), y otra paralela al plano de contacto ($F \cdot \sin \rho$). La primera de ellas provoca una compresión entre las piezas, la cual origina una fuerza de rozamiento ($\mu \cdot F \cdot \cos \rho$), y la segunda asume directamente parte del esfuerzo lateral. Cuando se produzca el fallo, la fuerza F alcanzará el valor de la capacidad de carga axial ($F_{ax,Rk}$)”. (Argüelles et al., 2015).

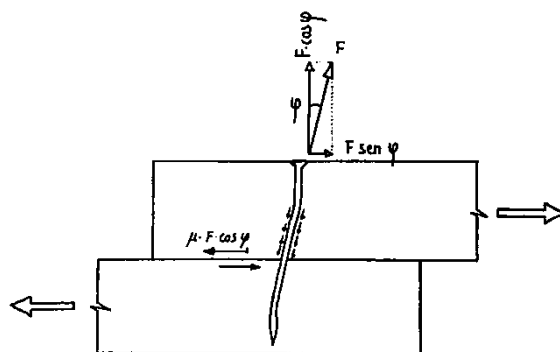


Figura 4-31. Efecto del deslizamiento de la clavija en la capacidad de carga lateral (Argüelles et al., 2015).

Las componentes del efecto sogá aparecen reflejadas en las ecuaciones de Johansen, aplicándose unos coeficientes que varían entre 1,05 y 1,15 para el efecto del rozamiento, y para la fuerza de la componente vertical un 25% del valor característico de la carga axial. Además, limita a un 25% de la capacidad de carga lateral obtenida para el caso de pernos.

4.6.3.2. ECUACIONES DE JOHANSEN

La nomenclatura empleada en las ecuaciones de Johansen diferencia si el medio de unión es del tipo perno o tirafondos, en función de los cuales se establecen los siguientes espesores:

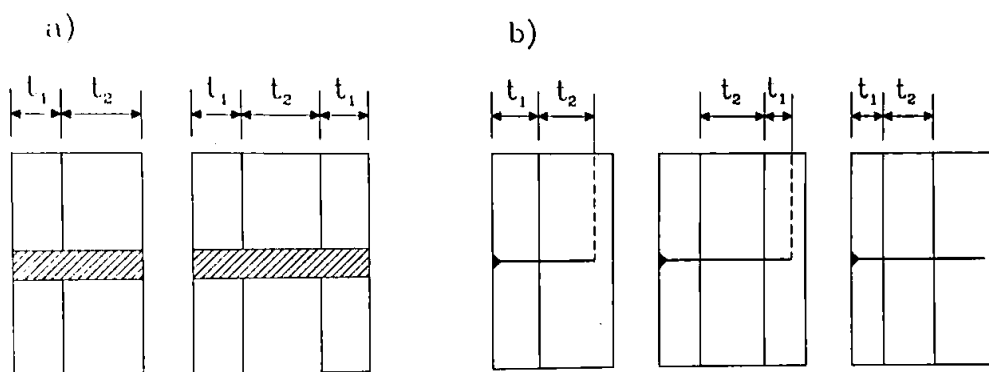


Figura 4-32. Valores de t_1 y t_2 ; a) Pernos y pasadores; b) Clavos, grapas y tirafondos (Argüelles et al., 2015).

Pernos:

- t_1 y t_2 son los espesores de la pieza, en el caso de que la unión presente doble cortadura, t_1 hace referencia al espesor de las piezas laterales, que han de ser simétricas, y t_2 hace referencia al espesor de la pieza central.

Tirafondos:

- En el caso de simple cortadura, t_1 es el espesor de la pieza de madera adyacente a la cabeza del tirafondos y t_2 la longitud de penetración de éste en la segunda pieza.
- Cuando se presenta la doble cortadura, t_1 es el menor valor entre el espesor de la pieza exterior o la longitud de penetración en la pieza donde se aloja el tirafondos; t_2 es el espesor de la pieza central.

Además, en las ecuaciones de Johansen se emplearán los siguientes datos para la obtención de la capacidad de carga lateral de la unión:

- d : diámetro del elemento de fijación (mm).
- $f_{h,i,k}$: resistencia al aplastamiento de la pieza (N/mm^2).
- $M_{y,Rk}$: valor característico del momento plástico ($\text{N}\cdot\text{mm}$).
- β : relación entre las resistencias de aplastamiento

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (\text{Ecuación 4.37})$$

UNIONES MADERA-MADERA

En función del número de piezas que se ensamblen en la unión se estará ante un caso de simple cortadura o doble cortadura.

- Simple cortadura

(Ecuaciones 4.38)

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (a) \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2}\right) + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$

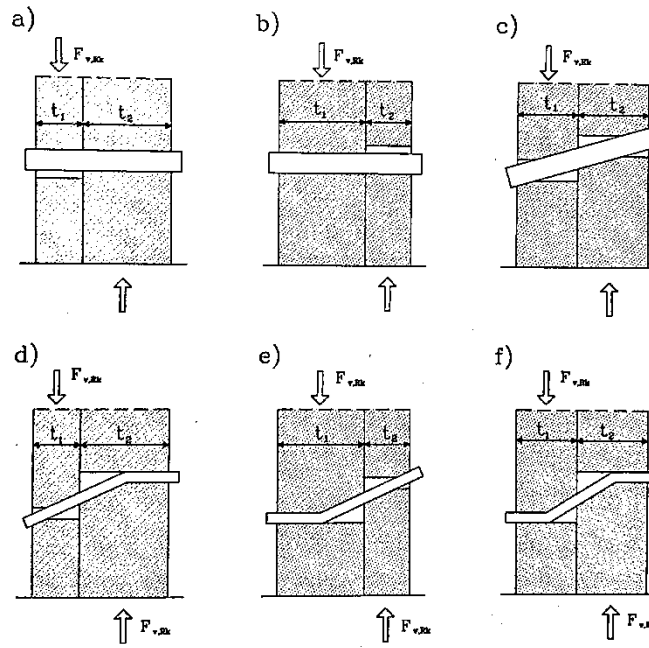


Figura 4-33. Modos de fallo en simple cortadura entre piezas de madera
(Argüelles *et al.*, 2015).

- Doble cortadura

(Ecuaciones 4.39)

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (g) \\ 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (h) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (i) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right.$$

Quando se analiza una unión a doble cortadura, la capacidad de carga lateral obtenida mediante las ecuaciones de Johansen se ha de multiplicar por dos ($2 \cdot F_{v,Rk}$), para tener en cuenta los dos planos de corte.

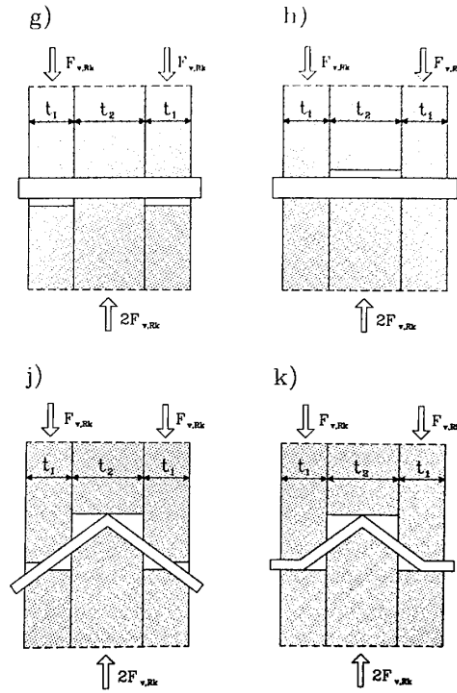


Figura 4-34. Modos de fallo en doble cortadura entre piezas de madera (Argüelles *et al.*, 2015).

UNIONES MADERA-ACERO

Al igual que en el caso anterior se establece una diferencia en función del número de planos de corte y, en este caso, además se incluye el condicionante de si la placa de acero se considera delgada o gruesa. Cuando la placa dispone de un espesor tal que es capaz de impedir el giro libre de la clavija, haciendo las veces de empotramiento, pudiendo llegar a formarse una rótula plástica. Por el contrario, si la placa es delgada, el giro libre no tiene restricción alguna.

El Eurocódigo 5 establece las placas delgadas aquellas cuyo espesor es $t \leq 0,5 \cdot d$; mientras que las de un espesor $t \geq d$ las considera como gruesas, en los casos intermedios la norma permite la interpolación de los resultados.

- Simple cortadura ($t \leq 0,5 \cdot d$)

(Ecuaciones 4.40)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad \begin{matrix} (a) \\ (b) \end{matrix}$$

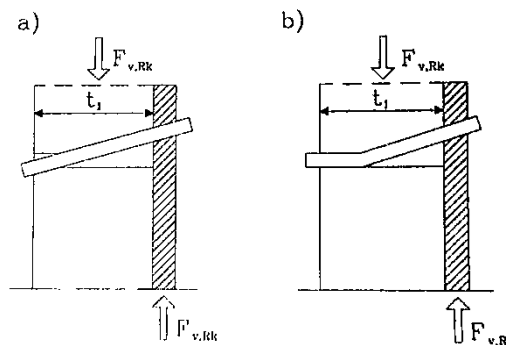


Figura 4-35. Placa de acero delgada (Argüelles *et al.*, 2015).

- Simple cortadura ($t \geq d$)

(Ecuaciones 4.41)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & (c) \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \end{cases}$$

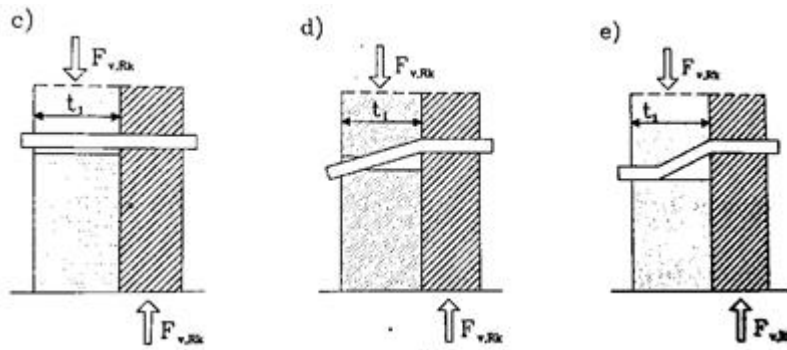


Figura 4-36. Placa de acero delgada (Argüelles *et al.*, 2015).

- Doble cortadura con placa central de acero ($t \leq 0,5 \cdot d$):

(Ecuaciones 4.42)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & (f) \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (g) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (h) \end{cases}$$

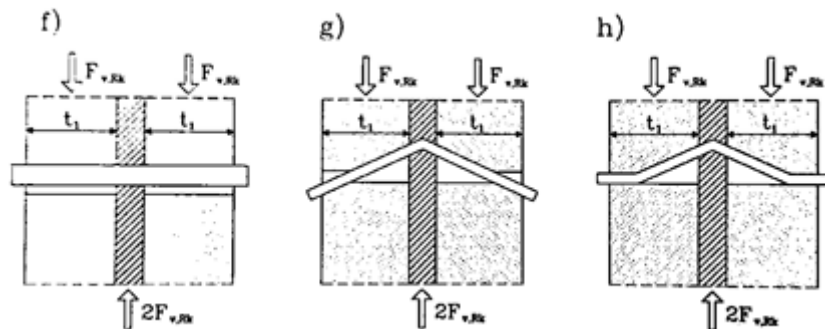


Figura 4-37. Doble cortadura con placa central (Argüelles *et al.*, 2015).

- Doble cortadura con placas laterales de acero ($t \leq 0,5 \cdot d$):

(Ecuaciones 4.43)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & (j) \\ 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases}$$

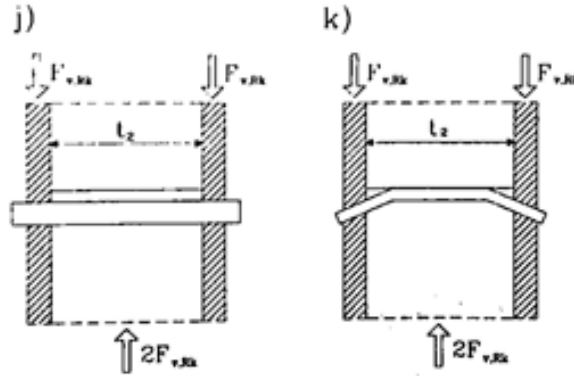


Figura 4-38. Doble cortadura con placas delgadas laterales (Argüelles *et al.*, 2015).

- Doble cortadura con placas laterales de acero ($t \geq d$):

(Ecuaciones 4.44)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & (l) \\ 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (l) \end{cases}$$

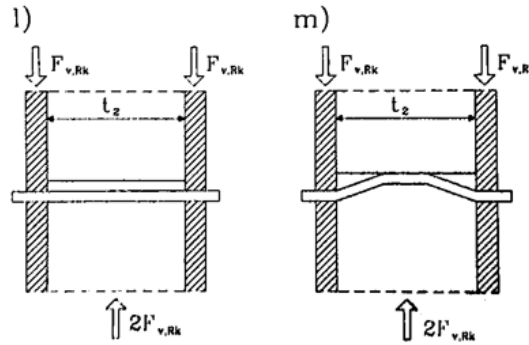


Figura 4-39. Doble cortadura con placas delgadas laterales (Argüelles *et al.*, 2015).

Además, cuando en las uniones entre madera y acero la testa está cargada se puede producir el fallo de la unión por rotura o desgarro, produciéndose así el fallo de un grupo de elementos de fijación.

Por otro lado, en este tipo de uniones se ha de comprobar la capacidad resistente de la chapa de acero y de la cortadura en la propia clavija. Para ello se han de realizar las verificaciones pertinentes a las uniones metálicas generales recogidas dentro del Eurocódigo 3 o en la Instrucción española de estructuras de acero (EAE).

Por último, en las uniones en las que se empleen tirafondos se ha de verificar la capacidad de carga combinada axial y lateral acorde a la siguiente expresión:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{Ecuación 4.45})$$

4.6.3.3. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

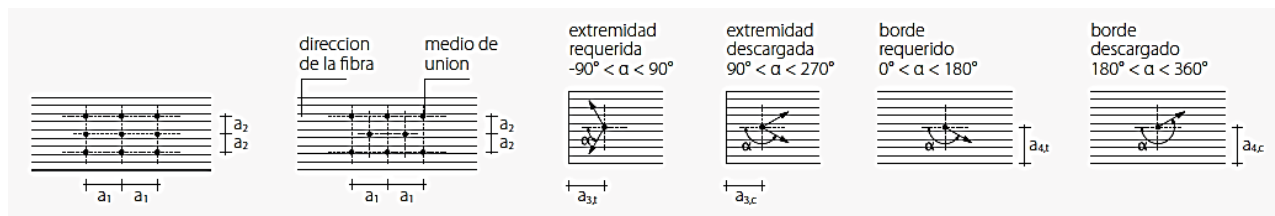


Figura 4-40. Separaciones y distancias mínimas entre elementos de fijación (UNE-EN 1995-1-1:2016).

Donde:

- a_1 Separación entre las clavijas de una fila, medida en dirección paralela a la fibra.
- a_2 Separación entre las filas de clavijas, medida en dirección perpendicular a la fibra.
- $a_{3,c}$ Distancia entre la clavija y la testa no cargada.
- $a_{3,t}$ Distancia entre el clavo y la testa cargada.
- $a_{4,c}$ Distancia entre la clavija y el borde no cargado.
- $a_{4,t}$ Distancia entre la clavija y el borde cargado.
- α Ángulo entre la dirección de la fuerza y la dirección de la fibra.

A continuación, se establecen los valores mínimos de las separaciones y de las distancias a las testas y bordes de las clavijas empleadas en el presente estudio:

PERNOS

SEPARACIONES Y DISTANCIAS	ÁNGULO	SEPARACIÓN O DISTANCIAS MÍNIMA
a_1	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) \cdot d$
a_2	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 \cdot d$
$a_{3,t}$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 \cdot d; 80\text{mm})$
$a_{3,c}$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) \cdot d$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4 \cdot d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6\sin \alpha) \cdot d$
$a_{4,t}$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$
$a_{4,c}$	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$

Tabla 4-27. Uniones con pernos. Separaciones y distancias (UNE-EN 1995-1-1:2016).

Cuando los pernos de una unión estén alineados con la dirección de la fibra, la capacidad de carga paralela a la fibra se calculará con un nuevo valor n_{ef} :

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \end{array} \right. \quad (\text{Ecuación 4.46})$$

En el caso de carga perpendicular a la fibra, el número eficaz de pernos será igual al dispuesto en la unión. Además, cuando la carga forme un ángulo comprendido entre 0° y 90° , el número eficaz de pernos se podrá interpolar linealmente.

PASADORES

SEPARACIONES Y DISTANCIAS	ÁNGULO	SEPARACIÓN O DISTANCIAS MÍNIMA
a_1	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3+2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
a_2	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$
$a_{3,t}$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\text{máx.}(7 \cdot d; 80\text{mm})$
$a_{3,c}$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\text{máx}[a_{3,t} \cdot \sin \alpha \cdot d; 3 \cdot d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$3 \cdot d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\text{máx}[a_{3,t} \cdot \sin \alpha \cdot d; 3 \cdot d]$
$a_{4,t}$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\text{máx}[(2+2 \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$
$a_{4,c}$	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$

Tabla 4-28. Uniones con pasadores. Separaciones y distancias (UNE-EN 1995-1-1:2016).

Para la definición del número eficaz de pasadores se aplican los mismos conceptos que para los pernos.

TIRAFONDOS

En el caso de los tirafondos, el Eurocódigo 5 diferencia las separaciones y distancias en función de si la sollicitación a la que se ve sometida la clavija es de origen axial o lateral.

En la primera de ella se establece un nuevo diámetro eficaz del tirafondo en función de la longitud de la caña y del diámetro de la parte roscada:

Como los tirafondos empleados en el presente estudio tienen un diámetro igual o superior a 6mm, sólo se tratarán éstos y, por consiguiente, se aplicarán las reglas de los pernos, con el nuevo diámetro eficaz.

Cuando el tirafondos se ve sometido a esfuerzos de carga axial y el espesor de la pieza de madera sea superior a 12 mm, se establecen las separaciones y distancias adjuntas en la siguiente tabla.

Es importante tener presente que la penetración mínima en la pieza de la parte roscada ha de ser $6 \cdot d$.

El número eficaz de tirafondos con carga axial se obtiene acorde a la expresión citada anteriormente.

Por lo general, los tirafondos se suelen insertar en la madera formando un ángulo diferente a 90° con el fin de contrarrestar las posibles fuerzas de arranque. Sin embargo, en el presente estudio todas las uniones que conllevan tirafondos se han definido formando ángulos rectos con la pieza, ya sea paralela o perpendicularmente a la fibra.

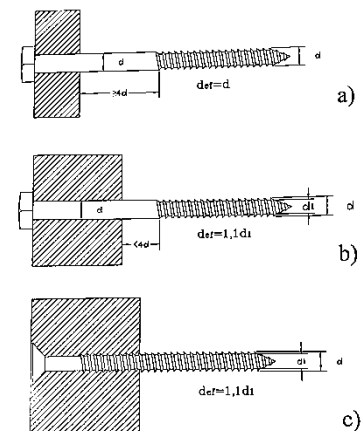


Figura 4-41. Diámetro eficaz en tirafondos (Argüelles *et al.*, 2015).

SEPARACIONES Y DISTANCIAS MÍNIMAS EN TIRAFONDOS CON CARGA AXIAL		
Separación mínima entre tirafondos en un plano paralelo a la fibra	a_1	$7 \cdot d$
Separación mínima entre tirafondos en dirección perpendicular a un plano paralelo a la fibra	a_2	$5 \cdot d$
Distancia mínima a la testa desde el centro de gravedad de la parte roscada del tirafondo	$a_{1,CG}$	$10 \cdot d$
Distancia mínima al borde desde el centro de gravedad de la parte roscada del tirafondo	$a_{2,CG}$	$4 \cdot d$

Tabla 4-29. Separaciones y distancias mínimas a la testa y a los bordes en tirafondos con carga axial (UNE-EN 1995-1-1:2016)

4.6.4. UNIONES SEMIRRIGIDAS

En las estructuras de madera los empotramientos perfectos sólo se pueden conseguir cuando se emplean adhesivos en las uniones, sin embargo, en función de las características del proyecto esto puede resultar imposible de conseguir, ya que se suelen ejecutar en taller. Por lo general, las uniones se definen mediante sistemas totalmente articulados, permitiendo el giro libre de las piezas y consiguiendo la estabilidad lateral del conjunto por medio de sistemas de arriostramiento, que frecuentemente son cables metálicos. Este es el planteamiento que se ha seguido para el Modelo-1” Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GLh)”, no obstante, con el fin de reducir el número de éstos, se han definido uniones semirrígidas para los enlaces entre los pilares y las vigas principales.

Este tipo de uniones no aparecen contempladas en el Eurocódigo 5, pero si en publicaciones pormenorizadas en el estudio de la madera como son Racher, P., 1995.y Porteus et al. 2013.

La geometría definida para estas uniones se conoce como “unión en corona¹⁹”, debido a la forma circular que describen los elementos de fijación respecto a los ejes de las fibras de las piezas a unir. El flector origina una fuerza en cada elemento con una dirección perpendicular al centro de rotación del grupo de clavijas, lo que conlleva la no alineación entre éstas y las fuerzas, repartiéndose el cortante entre todas ellas.

“La primera máxima de las uniones en estructuras de madera, al igual que en cualquier otro tipo de proyecto, es simplificarlas al máximo, garantizando una correcta ejecución y facilidad de cálculo.”

(Boult, B.F. 1988)

El planteamiento del cálculo de este tipo de uniones se basa en asumir que en momento flector que la solicita se reparte entre todos los medios de unión, descomponiéndose en unas fuerzas tangenciales (F_M) al centro de rotación a una distancia r_j . De la ecuación de equilibrio se obtiene la siguiente expresión:

$$M = \sum_{i=0}^n F_{M,i} \cdot r_j \quad (\text{Ecuación 4.47})$$

También se supone que el desplazamiento de los medios de unión induce un giro relativo ω entre las piezas, respondiendo a un comportamiento lineal del material, mientras que las piezas se consideran totalmente rígidas frente a la conexión. Desarrollando por trigonometría la unión, como se indica a continuación, se obtiene finalmente la fuerza de sollicitación en cada elemento de unión debida al momento flector.

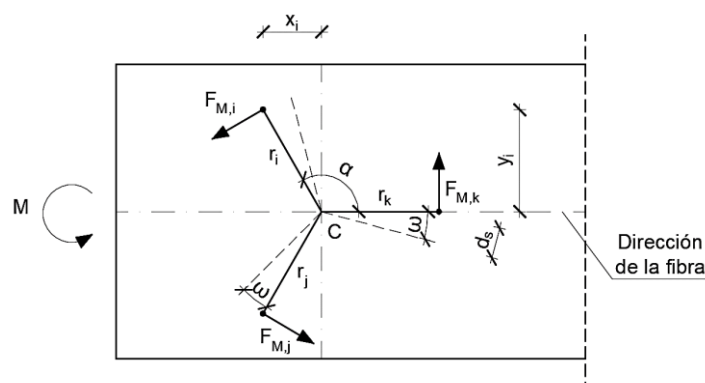


Figura 4-42. Fuerzas generadas en cada elemento de fijación como consecuencia de un momento flector (Argüelles et al., 2015).

¹⁹ Las uniones semirrígidas también se pueden plantear como un par de fuerzas que transmitan el momento flector a través de piezas metálicas alargadas alineadas con la fibra de la pieza.

$$\omega = \frac{F_{M,k} \cdot r_k}{K_{\alpha,k} \cdot r_k^2} = \frac{F_{M,k} \cdot r_k}{K_{\alpha,k} \cdot r_k^2} = \dots = \frac{\sum_{i=0}^n F_{M,j} \cdot r_j}{\sum_{i=0}^n K_{\alpha,j} \cdot r_j^2} = \frac{M}{K_r} \quad (\text{Ecuación 4.48})$$

De este modo resulta que:

$$F_{M,j} = \frac{K_{\alpha,j} \cdot r_j}{K_r} \quad (\text{Ecuación 4.49})$$

Se acepta la simplificación conservadora de que todos los medios de unión tienen el mismo módulo de deslizamiento, de modo que la rigidez a rotación de la conexión resultará (K_r):

$$K_r = \sum_{i=0}^n K_{\alpha,j} \cdot r_j^2 \quad (\text{Ecuación 4.50})$$

Las rigideces a rotación contempladas en este tipo de uniones son la utilizada para el cálculo de las deformaciones y la empleada para la comprobación de la capacidad de carga de la unión y el análisis en segundo orden de la estructura:

$$K_{r,ser,d} = K_{ser} \cdot \sum_{i=0}^n r_j^2 \quad (\text{Ecuación 4.51})$$

$$K_{r,u,d} = \frac{2}{3} \cdot K_{r,ser,d} \quad (\text{Ecuación 4.52})$$

Las uniones en corona, por disposiciones geométricas, pueden estar compuestas por más de un anillo de elementos de fijación, de modo que se han de tener en cuenta en los cálculos. El valor máximo de la fuerza tangencial generada por el momento flector se dará en el elemento de unión más distante del centro de rotación, que estará en el anillo exterior, y se define acorde a la siguiente expresión:

$$F_M = \frac{r_1}{n_1 \cdot r_1^2 + n_2 \cdot r_2^2} \cdot M_d \quad (\text{Ecuación 4.53})$$

- Donde el sufijo r_1 hace referencia al anillo de la unión en sentido de la testa hacia el centro geométrico de rotación.

Como ya se ha mencionado, se admite que los esfuerzos de cortante, y también los procedentes de fuerzas axiales, se reparten uniformemente en los medios de unión, es decir, no se ha de obtener el “Número eficaz” de elementos de fijación.

$$F_N = \frac{N_d}{n} \quad (\text{Ecuación 4.54})$$

$$F_V = \frac{V_d}{n} \quad (\text{Ecuación 4.55})$$

La suma cuadrática de estas tres componentes supone la fuerza total que ha de resistir el medio de unión. La sollicitación máxima se presenta en el elemento de fijación que forma un ángulo $\alpha_i = \arctg(N/V)$, que en las uniones en corona suele presentarse próximo a los ejes longitudinales de las piezas. De acuerdo con esta sollicitación se podrá obtener la capacidad de carga global de la unión.

La resultante del elemento más sollicitado forma con las directrices de las piezas un ángulo ρ_1 y otro ρ_2 , en función de los cuales se determinarán las resistencias de aplastamiento.

Puesto que los pórticos definidos en el presente proyecto son rectos, los dinteles y los pilares formarán entre sí ángulos de 90° .

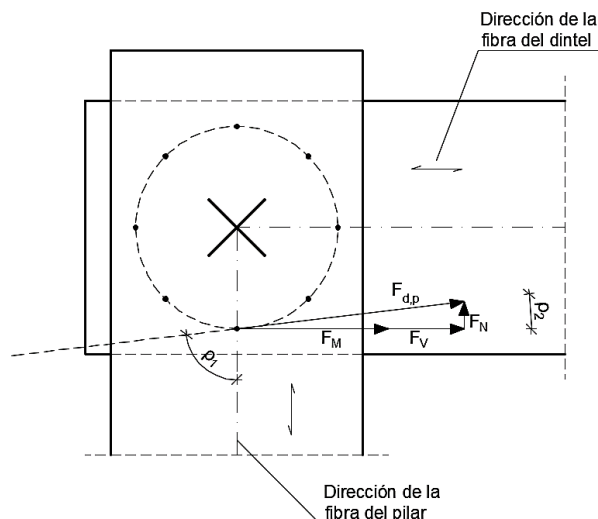


Figura 4-43.Ángulos entre una fuerza F_i y la dirección de la fibra de las piezas (fte. propia).

No será necesario reducir la capacidad de carga de la unión puesto que la dirección de la carga varía en función del medio de unión. No obstante, se han de cumplir unas limitaciones geométricas para asegurar el correcto funcionamiento de la fijación y evitar posibles patologías. En la siguiente tabla se recogen las distancias y separaciones mínimas para uniones con capacidad de transmitir momentos:

$$F_{1,d} = \sqrt{(F_M + F_V)^2 + F_N^2} \quad (\text{Ecuación 4.56})$$

$$\rho_1 = \arctg\left(\frac{F_M + F_V}{F_N}\right) \quad (\text{Ecuación 4.57})$$

$$\rho_2 = 90^\circ - \rho_1 \quad (\text{Ecuación 4.58})$$

	Pernos, Pasadores	Conector de anillo o placa	Conector dentado
Distancia a testa cargada	7·d	2·d _c	1,5·d _c
Distancia al borde	4·d	d _c	d _c
Separaciones			
En el perímetro del círculo o rectángulo	6·d	2·d _c	1,5·d _c
Entre círculos o rectángulos	5·d	1,5·d _c	1,5·d _c

d: diámetro de la clavija en mm.
d_c: diámetro del conector en mm.

Tabla 4-30. Distancias y separaciones mínimas en elementos de fijación en uniones con capacidad de transmitir momentos (Racher, P., 1995).

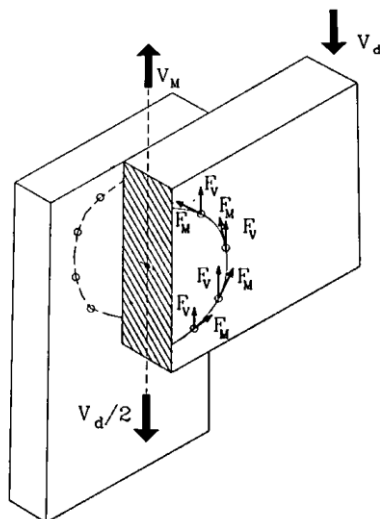
La fuerza actuante en cada medio de unión, resultante del Momento flector que la sollicita, desarrolla unas componentes paralelas y perpendiculares a la dirección del eje de la pieza, que provocan un esfuerzo cortante en la zona de unión. Para el modelo definido en el presente proyecto, que consta de un pilar doble y un dintel simple.

El momento flector actuante en la unión desarrolla unas fuerzas F_{Mi} en cada elemento de fijación con componentes paralelas y perpendiculares a las fibras de las piezas. Esta fuerza F_{Mi} tiene una componente perpendicular al dintel cuya magnitud varía en función del ángulo que forma la resultante con las fibras.

En la sección central de la unión, la suma de todas estas componentes perpendiculares a la fibra de la pieza estudiada generan una fuerza de cortadura tal que:

$$V_M = \sum_{\alpha_i = -\pi/2}^{\pi/2} \frac{K_{u,\alpha_i,d}}{K_{r,u,d}} \cdot x_i \quad (\text{Ecuación 4.59})$$

Además, se ha de tener en cuenta el cortante al que está sometido el dintel debido a las cargas normales aplicadas sobre él (permanentes, sobrecarga de uso, etc.), y que se ha de transmitir al pilar. Como la unión consta de un pilar doble, existen dos planos de corte y cada uno de ellos soportará la mitad de esta sollicitación. La suma de las componentes perpendiculares a la fibra del dintel se oponen la carga cortante, de modo que la fuerza de cortadura que ha de soportar la unión será:

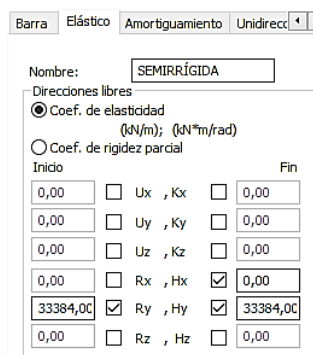


$$F_{V,d} = V_M - \frac{V_d}{2} = \left(\frac{M_d}{\pi} - \frac{n_1 \cdot r_1 + n_2 \cdot r_2}{n_1 \cdot r_1^2 + n_2 \cdot r_2^2} \right)$$

(Ecuación 4.60)

Figura 4-44. Cortante generado por las fuerzas debidas al momento flector (Argüelles *et al.*, 2015).

Por lo general, los criterios de geometría y disposición de los elementos son los factores críticos a la hora de diseñar este tipo de uniones. Las dimensiones que se obtiene de las piezas de madera suelen estar íntimamente ligadas a ellos, puesto que, a mayor radio de corona, más brazo de palanca y mayores serán las fuerzas tangenciales desarrolladas por cada medio de unión y, como el radio está ligado a los cantos de las piezas, éstas deberán tener tal envergadura que cumplan estas restricciones. Además, el diámetro del perno juega un papel crucial en su definición, no sólo geométrica, sino también en las características resistentes de la unión, puesto que son los medios que transmiten las cargas a las piezas de madera, y a mayor superficie de contacto (diámetro) mayores serán las resistencias a compresión paralela localizadas (resistencia de aplastamiento) que se podrán llegar a alcanzar, definiéndose así la capacidad resistente a carga lateral de la unión.



Direcciones libres		Fin	
<input checked="" type="radio"/> Coef. de elasticidad (kN/m); (kN*m/rad)			
<input type="radio"/> Coef. de rigidez parcial			
Inicio			
0,00	<input type="checkbox"/> Ux , Kx		0,00
0,00	<input type="checkbox"/> Uy , Ky		0,00
0,00	<input type="checkbox"/> Uz , Kz		0,00
0,00	<input type="checkbox"/> Rx , Hx	<input checked="" type="checkbox"/>	0,00
33384,00	<input checked="" type="checkbox"/> Ry , Hy	<input checked="" type="checkbox"/>	33384,00
0,00	<input type="checkbox"/> Rz , Hz		0,00

Figura 4-45. Definición de los relajamientos (Robot Structural Analysis "Autodesk").

Por último, cuanto mayor sea el diámetro del elemento de fijación, mayor será su módulo de deslizamiento, con el consiguiente aumento de la rigidez a rotación de la unión, tanto en Estados Límites Últimos como en Estados Límites de servicio.

En el Anexo V se adjunta una tabla de Excel con el cálculo de la unión semirrígida en corona definida en el presente estudio. De éste cálculo se obtendrá la rigidez nodal a rotación de la unión, que se introducirá en el Modelo-1. "Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GLh)" del software de cálculo RSA.

Para su definición en el software RSA, primero se han obtenido los esfuerzos de sollicitación modelizando la estructura con enlaces rígidos. Se ha dimensionado una unión tipo para el enlace más sollicitado y con estos valores se ha procedido al cálculo y comprobación de la unión. Con los módulos de deslizamiento para Estados Límites Últimos se ha obtenido la rigidez del nudo, una vez verificadas las comprobaciones de carga lateral y carga de cortadura, y se han introducido en RSA como coeficientes de elasticidad (kN/m).

Con esta nueva configuración de las uniones se ha producido una redistribución de los momentos, reduciéndose los negativos y aumentando los positivos respecto al modelo empotrado. Por otro lado, respecto a un modelo completamente isostático, se han reducido considerablemente las deformaciones, tanto locales como globales.

En el presente estudio se han analizado las uniones más características de cada modelo, entendiendo que éstas suponen un parámetro crítico de diseño y, en muchos casos, son determinantes en las dimensiones de las piezas de madera que conectan. Además, se han seleccionado los casos de mayores solicitaciones y geometría más óptima.

En los Anexos V, VI, VII y VIII se adjuntan los cálculos detallados de las uniones del estudio así como las conclusiones de su funcionamiento. Para su definición se han seguido las indicaciones de publicaciones especializadas (Natterer *et Al.* 1994; FSC España, 2018 y Arriaga, F., 2011). No obstante, a continuación se muestra el resultado geométrico de todas ellas.

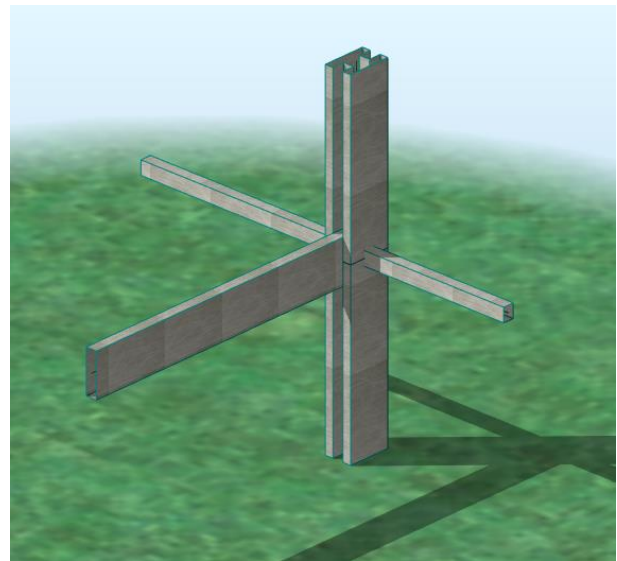
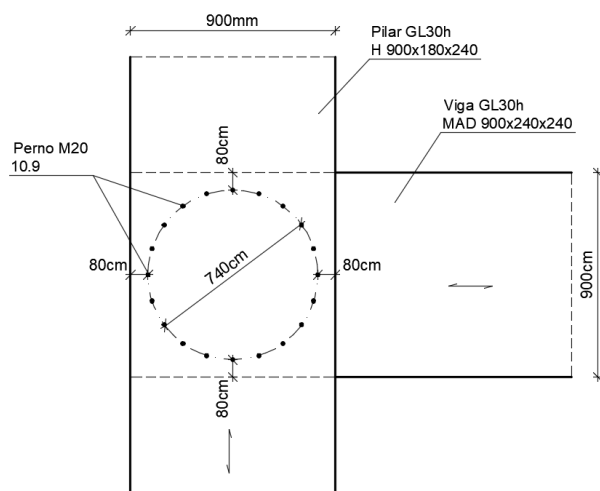


Figura 4-46. Definición geométrica de la unión semirrígida (Modelo-1).

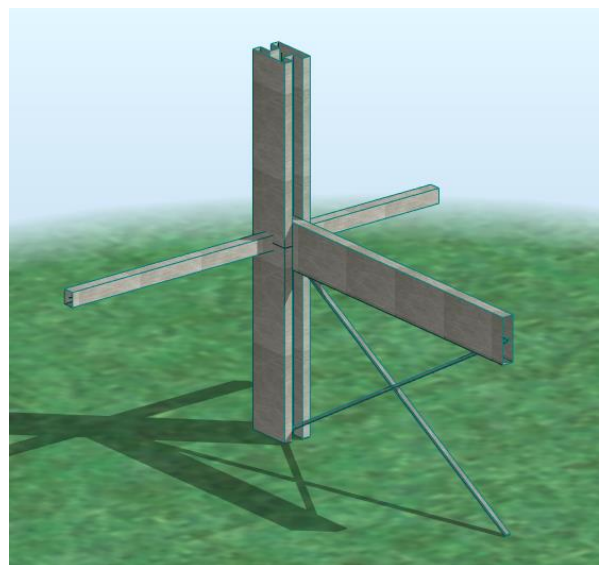
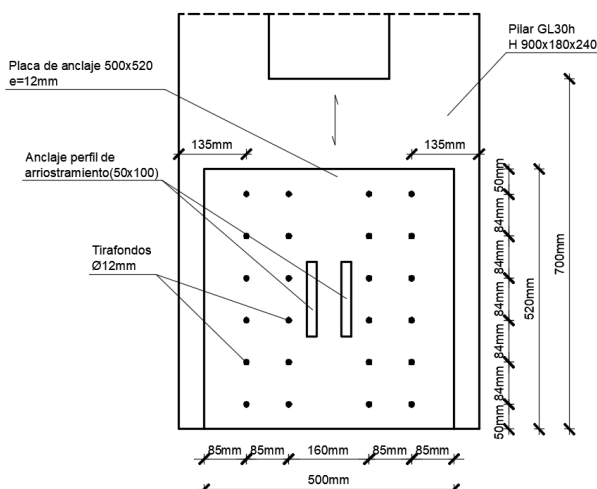


Figura 4-47. Definición geométrica de la unión del arriostramiento (Modelo-1).

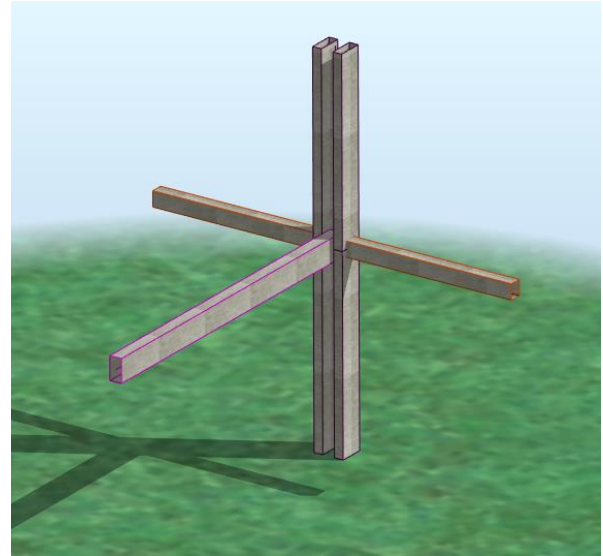
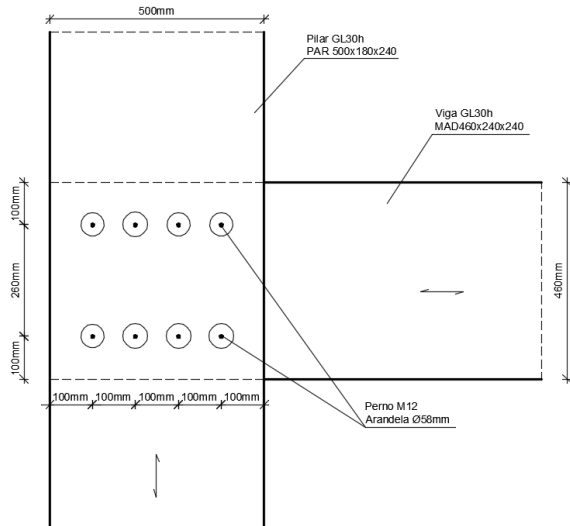


Figura 4-48. Definición geométrica de la unión Pilar-Dintel (Modelo-3).

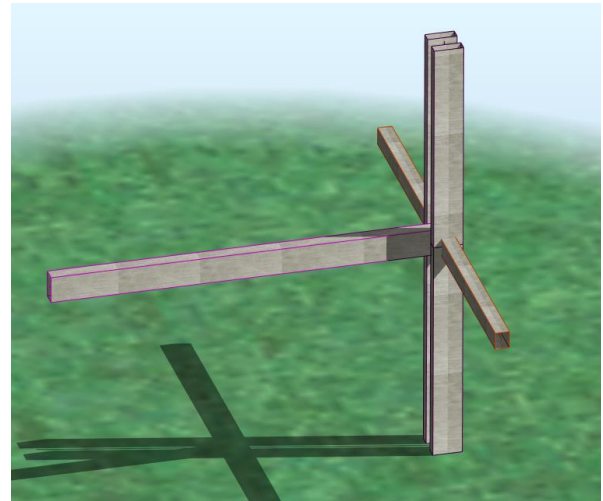
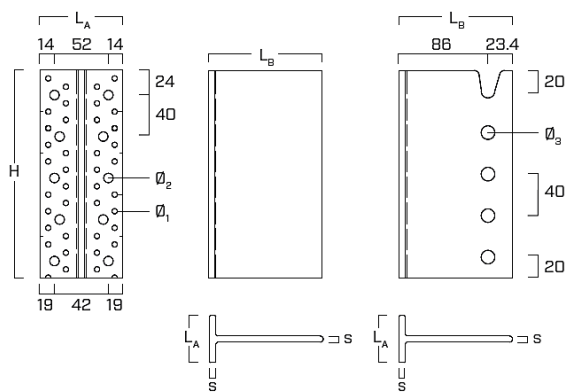


Figura 4-49. Definición geométrica de la unión Pilar-Dintel B (Modelo-3) (Rothoblaas).

5. COMPARATIVA ECONÓMICA DE MODELOS.

Se ha llevado a cabo una comparativa de precios de ejecución de los tres modelos en función del volumen de madera empleado, de la superficie que es necesaria pintar con barnices para alcanzar los tiempos de respuesta estructural en situaciones de incendio requeridos y la complejidad de las uniones

En el modelo-1, definido mediante pórticos de madera arriostrados con perfiles metálicos, el grueso de la cuantía es repercutido por el volumen de madera empleado, puesto que los pilares y las vigas principales son de escuadras considerables. Además, las uniones en corona son más complejas que las uniones simples con pernos o placas metálicas, y ello se plasma en el coste de las mismas. El forjado, al ser ligero y requerir menos material resulta económico, y supone prácticamente el mismo porcentaje que los arriostramientos o el barniz empleado en las superficies de los elementos protegidos. De este modo, el coste total de la ejecución asciende a **1.667.168,79 €**.

En la siguiente tabla se desglosan las cuantías y los precios²⁰ de los materiales empleados en el modelo-1.

MODELO-1						
ELEMENTO	SUP. PINT (m ²)	VOL. (m ³)	P. MADERA ²¹ (€/m ³)	P. BARNIZ (€/m ²)	UNIONES (€)	COSTE (€)
H 900x180x240	0,00	579,60	1.129,27 €	20,52	163.631,22 €	818.156,12 €
MAD 240x300x300	873,50	58,23	1.070,40 €	20,52	15.582,35 €	95.835,96 €
MAD 240x800x800	305,45	28,20	1.070,40 €	20,52	7.546,32 €	43.999,43 €
MAD 900x240x240	2.955,56	280,00	1.070,40 €	20,52	74.928,00 €	435.288,09 €
FORJADO	0,00	867,74	119,23 €	20,52	20.692,22 €	124.153,34 €
PLAT 100x50	597,95	9,97	12.475,62 €	21,60	12.438,19 €	149.735,84 €
TOTAL			1.274.594,61 €	97.755,87 €	294.818,31 €	1.667.168,79 €

Tabla 5-1. Resumen de costes del Modelo-1.

En el siguiente gráfico se referencia en porcentajes la repercusión de cada grupo de elementos estructurales en el modelo-1. Como se puede apreciar, la mayor parte de la obra recae en los elementos estructurales principales, pilares y vigas, con un 63 % del coste total. La siguiente unidad con mayor repercusión económica son las uniones, con un 18 % del coste total y, por último, la suma del barniz, los arriostramientos y el forjado, que ascienden a un total del 19%.

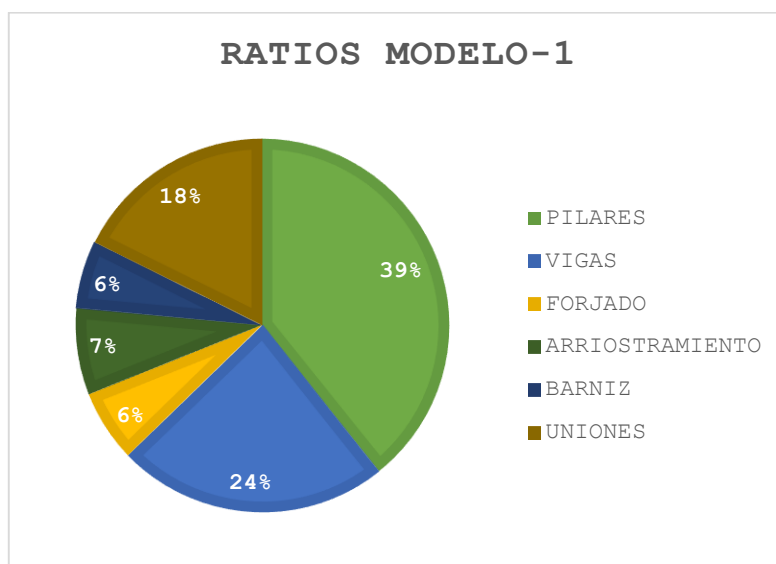


Gráfico 5-1. Ratios del coste de los elementos del Modelo-1.

²⁰ Todos los precios llevan implícito el montaje en obra.

²¹ El precio referente a PLAT 100x50 hace referencia al precio del acero laminado en caliente.

En el modelo-2, definido exclusivamente con paneles de Cross Laminated Timber, la mayor parte de los costes referentes a los elementos estructurales recaen en los paneles CLT 14 y CLT 16, en parte esto se explica porque el canto de dichos elementos ha sido definido para que por sí solos resistan los 90 minutos requeridos en situaciones de incendio. Sin embargo, los paneles de CLT de 14 centímetros de canto si requieren de barnices que protejan sus paramentos expuestos, es decir, se ha de aplicar en sus dos caras. Por último, las uniones definidas en este modelo son de sencilla ejecución y su repercusión total no es muy elevada. El coste total del modelo-2 asciende a **2.369.101,88 €**.

MODELO-2						
ELEMENTO	SUP. PINT. (m ²)	VOLUMEN (m ³)	P. MADERA (€/m ³)	P. BARNIZ (€/m ²)	UNIONES (€)	COSTE (€)
CLT 14	6.068,64	424,81	1.201,06 €	20,52	51.022,23 €	685.773,02 €
CLT 16	0,00	710,46	1.126,86 €	20,52	80.058,90 €	880.647,85 €
CLT 24	0,00	787,59	926,51 €	20,52	72.971,00 €	802.681,01 €
TOTAL			2.040.521,27 €	124.528,49 €	204.052,13 €	2.369.101,88 €

Tabla 5-2. Resumen de costes del Modelo-2.

Si estos costes se expresan en porcentajes respecto al total de la estructura se puede apreciar que tanto los paneles del forjado de 16 centímetros como los paneles de 24 centímetro de canto que conforman la estructura principal representan un 34% y un 31% del total de la estructura. Por otro lado, los paneles de CLT de 14 centímetros de canto suman el 21% de la estructura, pero conllevan un 5% referente al barniz de protección frente a incendio que se les ha de aplicar. Por último, las uniones para los paneles de CLT son de sencilla ejecución y por lo general sólo requieren de tirafondos y perfiles metálicos en “L” que sirven elementos de transmisión de esfuerzos, por ello la suma total del coste de las uniones representa un 9% del total de la obra.

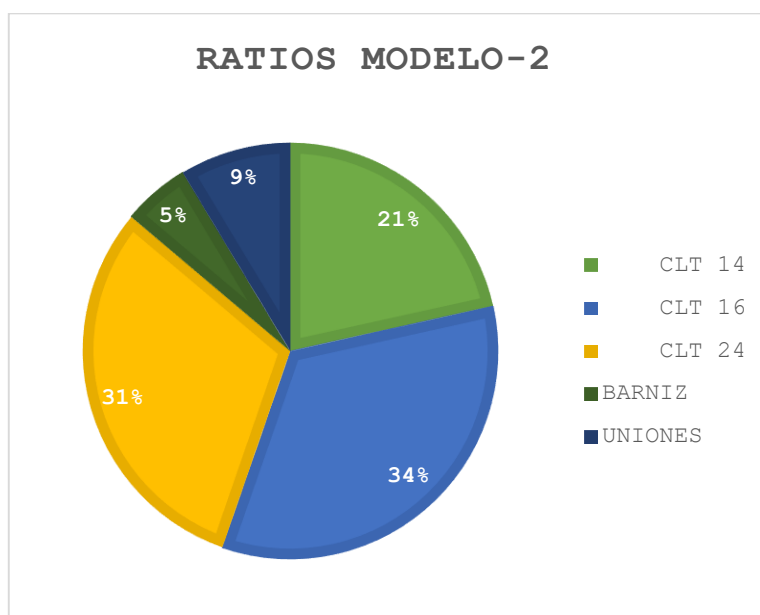


Gráfico 5-2. Ratios del coste de los elementos del Modelo-2.

Por último, el modelo-3, definido mediante sistemas de pórticos y muros de cortante de CLT, tiene su mayor coste en el forjado de CLT de 16 centímetros de canto. El motivo de sus dimensiones es el mismo que para el modelo proyectado íntegramente con “Cross Laminated Timber”, su resistencia íntegra frente a situaciones de incendio. Este forjado supone casi la mitad del presupuesto total de la estructura, pero es un sistema primordial para este modelo por su función de diafragma frente a las acciones horizontales que el viento genera en la estructura. La siguiente unidad estructural con un coste más elevado es la referente a los otros paneles de CLT, que en este caso son los que definen los muros de cortante y tienen un canto de 24 centímetros, idénticos a los paneles descritos en el modelo-2.

Los pilares y los dinteles de los pórticos están muy equilibrados en lo que a coste se refiere, y la repercusión de las vigas de borde representa un coste menor que el del resto de elementos estructurales. De este modo, el coste total del modelo asciende a **1.707.902,10 €**

ELEMENTO	SUP. PINT. (m ²)	VOLUMEN (m ³)	MODELO-3			
			P. MADERA (€/m ³)	P. BARNIZ (€/m ²)	UNIONES (€)	COSTE (€)
PAR 500x180x240	0,00	155,07	1.129,27 €	20,52	26.267,38 €	201.383,28 €
MAD 240x300x300	765,94	51,06	1.070,40 €	20,52	5.465,46 €	75.837,18 €
MAD 240x460x460	1.360,38	107,28	1.070,40 €	20,52	11.483,25 €	154.230,76 €
MAD 240x800x800	430,87	39,77	1.070,40 €	20,52	4.256,98 €	55.668,24 €
CLT 16	0,00	710,46	1.126,86 €	20,52	80.058,91 €	880.647,85 €
CLT 24	0,00	333,74	926,51 €	20,52	30.921,34 €	340.134,79 €
TOTAL			696.386,29 €	52.473,54 €	163.422,77 €	1.707.902,10 €

Tabla 5-3. Resumen de costes del Modelo-3.

Prácticamente la mitad del coste total de la obra hace referencia al forjado de CLT 16, la siguiente partida con un porcentaje más elevado es la referente a los muros de cortante de CLT 24, sumando un total del 18% de la obra. En este caso, los pilares y las vigas de la estructura suman entre ambos un 23 %, mientras que el 12 % restante hace referencia a las uniones y al barniz empleado para proteger las vigas de la estructura.

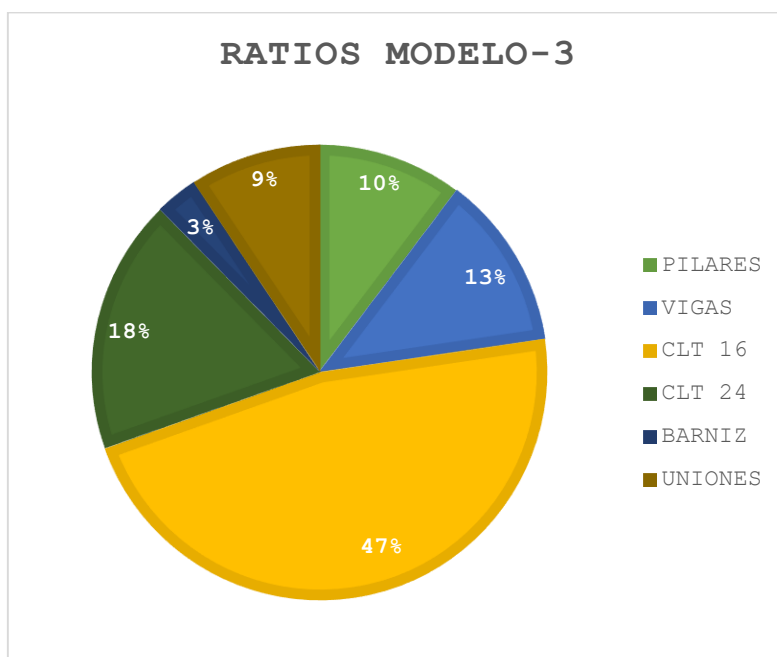


Gráfico 5-3. Ratios del coste de los elementos del Modelo-3.

Desde el punto de vista económico, el modelo más rentable es el Modelo-1. Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GLH), con la problemática de introducir elementos de acero en la estructura y a complejidad de las uniones, tanto las de corona entre pilar y dintel, como las placas de arriostramientos entre los perfiles metálicos y los pilares.

Por otro lado, el modelo-2, implica un sobre coste exorbitado que radica en la cantidad de material empleado, que podría verse compensado en parte por la rapidez de ejecución que el sistema de paneles de CLT implica.

Asimismo, el modelo-3 tiene un coste muy similar al modelo-1, y cuenta con la ventaja de ser íntegro de madera. Cabe la posibilidad de sustituir el forjado de CLT con un canto de 16 centímetros por un forjado ligero, y de este modo los costes totales de la estructura se reducirían en **766.840,62 €**, y su desglose resultaría de la siguiente forma:

MODELO-3*						
ELEMENTO	SUP. PINT. (m ²)	VOLUMEN (m ³)	P. MADERA (€/m ³)	P. BARNIZ (€/m ²)	UNIONES (€)	COSTE (€)
PAR 500x180x240	0,00	155,07	1.129,27 €	20,52	26.267,38 €	201.383,28 €
MAD 240x300x300	765,94	51,06	1.070,40 €	20,52	5.465,46 €	75.837,18 €
MAD 240x460x460	1.360,38	107,28	1.070,40 €	20,52	11.483,25 €	154.230,76 €
MAD 240x800x800	430,87	39,77	1.070,40 €	20,52	4.256,98 €	55.668,24 €
FORJADO	0,00	867,74	119,23 €	20,52	10.346,11 €	113.807,23 €
CLT 24	0,00	333,74	926,51 €	20,52	30.921,34 €	340.134,79 €
TOTAL			799.847,41 €	52.473,54 €	88.740,54 €	941.061,48 €

Tabla 5-4. Resumen de costes del Modelo-3*.

Como se puede apreciar en el gráfico, el forjado pasaría de suponer un 47% (880.647,85 €) del total de la obra a sólo un 11% (113.807,23 €) del total, mientras que el resto de porcentajes varían linealmente en función del nuevo coste de la obra.

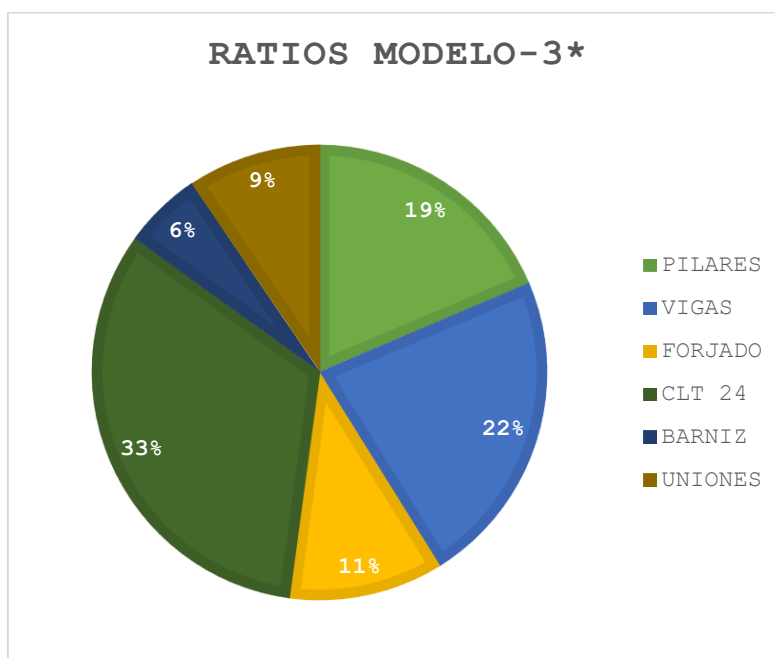


Gráfico 5-4. Ratios del coste de los elementos del Modelo-3*.

Estructuralmente no se ha barajado esta posibilidad dado que en el modelo-1, con un forjado ligero, los arriostramientos están repartidos uniformemente por toda la planta, lo cual se traduce que las tensiones derivadas de las cargas horizontales del viento no se concentran en zonas puntuales, como si ocurre en el modelo-3 con los muros de cortante dispuestos.

Ello implica que el forjado ligero compuesto por vigas de alas delgadas encoladas no resistiría por si solo estas tensiones y se habría de estudiar con detalle las zonas de conexión con los muros, macizándolas y aportando material, con el consiguiente incremento de coste y dificultad de ejecución en obra.

Por último, si se realiza una comparación respecto a la estructura existente de hormigón se ve que los modelos 1 y 3 representan prácticamente el 200% del coste original, mientras que el modelo definido totalmente con paneles de CLT representa aproximadamente el 300 % del coste de la estructura realizada con hormigón armado.

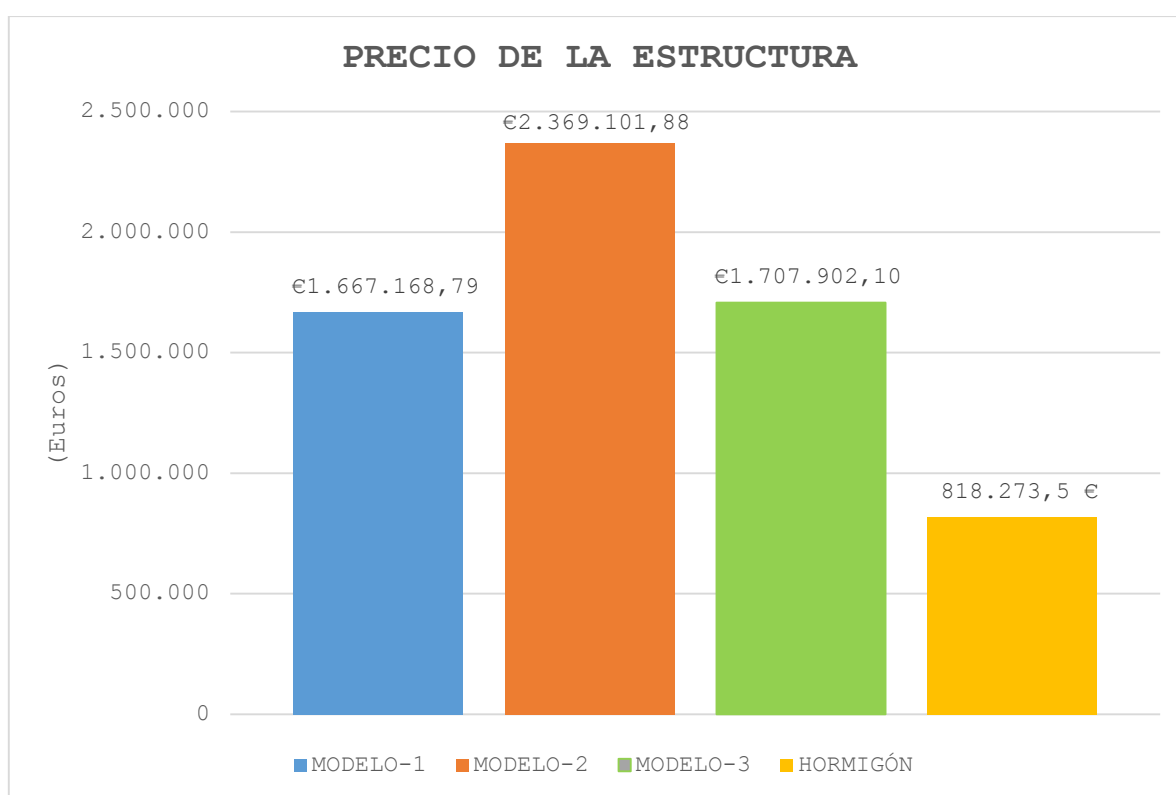


Gráfico 5-5. Resumen del coste de los modelos.

6. CONCLUSIONES

6.1. CONCLUSIONES GENERALES

Desde el punto de vista global de las estructuras de madera, se pueden obtener las siguientes conclusiones generales respecto a este material:

PROPIEDADES MECÁNICAS

La resistencia de la madera es muy elevada si se compara con su densidad, y por consiguiente con el peso. Las soluciones constructivas de madera suelen resultar más ligeras que las definidas con materiales clásicos como el acero o el hormigón.

MATERIAL	FLEXIÓN	TRACCIÓN		COMPRESIÓN		CORTANTE	M. ELAST. LONGITUDINAL	M. ELAST. TRANSVERSAL	DENSIDAD
		0°	90°	0°	90°				
MADERA GL30h	30	24	0,5	30	2,5	3,5	13.600	650	430
	19,20	15,40	0,32	19,20	1,60	0,25			
HORMIGÓN HA-25	-	1,79		25		1,79	32.000	13.300	2.500
		1,19		16,67		1,19			
ACERO S275	275	275		275		158	210.000	85.000	7.850
	262	262		262		150			

Tabla 6-1. Comparativa de propiedades mecánicas entre la madera, el hormigón armado y el acero.

- Respecto a su densidad, la resistencia a flexión de la madera es muy elevada.
- En dirección paralela a la fibra, la madera tiene una buena respuesta estructural a tracción y a compresión.
- Las resistencias perpendiculares a la fibra son muy escasas, especialmente a tracción.
- La resistencia a cortante es muy limitada.
- Las dimensiones normales de las estructuras de madera permiten un reparto considerable de las tensiones, haciendo que las cargas aplicadas sean muy similares a las de otros materiales.
- El módulo de elasticidad longitudinal de la madera es prácticamente una tercera parte del hormigón y 15 veces el del acero. Lo que lo convierte en un material más deformable y susceptible de pandeo. Además, es del orden de 20 veces superior que el transversal, lo que implica que las deformaciones por cortante se han de tener en cuenta (si bien es cierto que con las dimensiones habituales de la madera laminada encolada en este tipo de estructuras se puede despreciar).

De cara a las deformaciones, la madera se ve muy influenciada por la duración de la carga, viéndose mermada su resistencia cuando ésta es de mayor duración. La deformación total de un elemento estructural de madera es la suma de una deformación inicial instantánea y de otra diferida, provocada por la fluencia, que en el cálculo se considera como una proporción de la inicial instantánea (k_{def}). Esto se debe a que se considera un material fisurado con un comportamiento viscoelástico. Por el contrario, tiene una gran capacidad para resistir esfuerzos de corta duración, convirtiéndolo en un material idóneo frente a cargas de viento o sísmicas.

El principal motivo por el que la madera laminada encolada, y por consiguiente la madera contralamida, tiene mayores resistencias que la aserrada es por el control de su producción. El hecho de ensamblar pequeños listones permite una mejor detección de la presencia de los nudos, que son zonas de nula resistencia. En estas zonas se generan unas tensiones que llegan a ser perpendiculares a la fibra y de origen traccionario. Estas tensiones pueden superar con facilidad la resistencia característica de la pieza frente a dichas solicitaciones, provocando un rápido y súbito colapso de la de la pieza.

A diferencia del acero, donde los elementos son muy esbeltos, en las estructuras de madera la resistencia se consigue de forma másica, conllevando piezas de grandes dimensiones, y de esta forma el pandeo no suele presentar gran problema. Si a esto se le suman las resistencias a compresión de la madera, que derivadas de las de crecimiento, son mayores que las de tracción, se arroja un resultado mucho más favorable frente a solicitaciones del tipo compresor que las que generan tracción en la pieza.

UNIONES

En estructuras de madera resulta muy costoso realizar uniones con capacidad de soportar momentos flectores, por ello la mayoría se dimensionan como uniones articuladas. La rigidez total de las uniones se consigue mediante el uso de colas y adhesivos, pero este tipo se han de ejecutar en taller (condiciones de presión) y, dados los condicionantes de la mayoría de los proyectos, resulta imposible ejecutarlas en obra.

Las uniones van acompañadas de un módulo de deslizamiento, que será mayor cuando más elevado sea el diámetro de la clavija y mayor sea la densidad característica de la pieza de madera. Esto se traduce en una rigidez dada para la unión, que generalmente no se tiene en cuenta ni para las deformaciones ni tensiones.

Para poder definir uniones semirrígidas, el coste del material excede la reducción en el desplome de la estructura, puesto que la mayor parte de la rigidez total la aportan los arriostramientos.

Los parámetros que definen las uniones del tipo clavija son la resistencia al aplastamiento de la madera, el momento de plastificación de la clavija y la geometría de la unión. El hecho de que se empleen elementos de fijación metálicos supone puntos críticos de cara a los agentes atmosféricos y a las situaciones de incendio, de modo que éstos no deben quedar expuestos.

Generan una reducción del área eficaz en la pieza de madera que se ha de tener en cuenta en los cálculos de comprobación de las secciones. Además, transforman la dirección de la tensión al pasarla de una pieza a otra, de modo que la que para una es paralela a su fibra, donde es más resistente, en la otra es perpendicular, con resistencias muy inferiores.

Como la sollicitación crítica en las uniones suele ser el cortante, cuando las cargas a transmitir son elevadas, es preferible establecer dos planos de cortadura, para asegurar un correcto reparto de las tensiones en las piezas.

El fallo por bloque o desgarro produce el colapso frágil de la unión (cortante y tracción perpendicular a la fibra) y se da cuando en la unión interviene la madera y una placa de acero, donde las clavijas se han dispuesto en un área reducida próxima a la testa.

COMPORTAMIENTO EN SITUACIONES DE INCENDIO

A diferencia de otros materiales, como puede ser el acero, la madera no pierde propiedades mecánicas al verse sometida a situaciones de incendio. Cuando se comienza a carbonizar se forman unas capas protectoras bajo la superficie que aseguran un comportamiento permanente. Sin embargo, se va perdiendo sección resistente, y la capacidad portante de la pieza se ve mermada por esta razón. Frente a una misma situación de incendio, las estructuras de madera permiten alcanzar mayores tiempos de estabilidad que el acero.

COMPORTAMIENTO DE LA MADERA FRENTE A SISMO

De cara al comportamiento de las estructuras de madera frente a situaciones de sismo, se puede afirmar que es un material con una respuesta estructural elevada por las siguientes razones:

- Es un material ligero, y puesto que las fuerzas sísmicas son proporcionales al peso, éstas se ven reducidas.
- Las conexiones entre los distintos elementos, además de tener un alto grado de isostaticidad, presentan una alta ductilidad, previniendo así a la estructura de un posible colapso frágil.
- Dada la gran cantidad de elementos de soportes que se han de definir en este tipo de estructuras, los forjados del tipo “CLT” o paneles OSB, y a las zonas de rigidez que se proyectan para soportar las cargas del viento, las estructuras de madera disponen de rutas de descarga redundantes.
- Es un material muy elástico, desembocando en estructuras mucho más flexibles que las de hormigón. Su grado de deformación es elevado y, hasta cierto punto, ésta es reversible. Inherentemente ello implica que su capacidad de absorción de energía es mayor que la del hormigón.

Por último, y este concepto es extrapolable a todas las estructuras de madera, el diseño de un edificio de madera requiere de un estudio conjunto global desde su concepción arquitectónica hasta la definición de las instalaciones. Si bien con otros materiales, como puede ser el hormigón, los forjados pueden trabajar con disposiciones de pilares no regulares, las cargas en las estructuras de madera se han de repartir de forma ordenada, transmitiéndose coherentemente desde los forjados a las vigas, y de estas a los pilares.

El concepto radica en que las estructuras de madera se definen mediante pórticos regulares, y cualquier variación en planta puede conllevar a un diseño poco óptimo de la estructura.

6.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

Se han planteado tres modelos diferentes con la finalidad de analizar la respuesta estructural de un edificio en altura de madera en función de su disposición constructiva y obtener la solución más óptima. Las conclusiones obtenidas se analizan en función de:

- Deformaciones.
- Tensiones.
- Geometría de las piezas.
- Comportamiento en situaciones de incendio.
- Balance económico.

La disposición arquitectónica en planta ha condicionado la respuesta estructural de los tres modelos. El núcleo de instalaciones, que es la zona de mayor rigidez de la estructura, se encuentra alejado del centro de masas en planta, lo que implica en un efecto de torsión global de la estructura cuando sobre ella actúa la carga del viento.

En el modelo-1, el efecto de la torsión se ha reducido añadiendo arriostramientos metálicos en aquellas zonas donde arquitectónicamente es viable introducirlas. Estructuralmente, esto se traduce en un desplazamiento del centro de rigideces desde el núcleo de instalaciones hacia el centro de la planta, que es donde se haya el de masas. Como consecuencia, el efecto de torsión se ve reducido y se incrementa notablemente la rigidez global de la estructura.

Por otro lado, los arriostramientos absorben la mayor parte de las fuerzas generadas por el viento y las transmite por la estructura en forma axial de tracción. Dicho axil se descompone en las piezas de madera en sollicitación de tracción perpendicular a la fibra y de cortadura y, puesto que las tensiones admisibles en el acero son mucho mayores que las admisibles en la madera, y más si es en dirección perpendicular a su fibra, los arriostramientos se han de distribuir uniformemente para conseguir un coherente reparto de tensiones de tal forma que las piezas de madera no colapsen.

Además, aparte de los arriostramientos definidos también intervienen las uniones en corona de cara a la rigidez global de la estructura. Si bien es cierto que tienen capacidad de absorber momentos flectores, su rigidez dista de la de un empotramiento perfecto. Asimismo, los condicionantes geométricos que implican estas uniones para asegurar su correcto comportamiento son muy exigentes, y es en este criterio donde radican las grandes escuadrías de las piezas principales de los pórticos.

Al aumentar las escuadrías de los dinteles y pilares también lo hace su rigidez y, aparte de reducir el desplome total de la estructura, permite que se desarrollen unas elevadas tensiones de cortante en los dinteles y, en ciertos casos, pueden estar muy próximas a los parámetros límites de diseño de las piezas.

De este modo, resulta que la posible optimización de los dinteles al desarrollarse en ellos flexiones positivas y negativas se ve mermada porque la disposición geométrica de las clavijas en la unión condiciona su escuadría, es decir, la definición de uniones en corona en este modelo genera un balance negativo entre el incremento de peso propio y pérdida de gálibo en las plantas frente a la reducción de las deformaciones y reparto de las tensiones.

Si en vez de introducir arriostramientos en zonas puntuales se concibe la estructura como una sucesión de muros de cortante, la rigidez total de la misma se reparte uniformemente y su centro resulta prácticamente coincidente con el de masas, puesto que el coeficiente de densidad estructural es muy elevado. Este es el caso del modelo-2, que resulta extremadamente rígido y las deformaciones en él son mínimas.

Esta tipología de edificaciones trabaja principalmente por la “trabazón” constructiva que se define entre paneles y, a pesar de que las uniones se consideran como articuladas, el grado de hiperestatismo general de la estructura es muy elevado. Todo ello se traduce en un incremento importante de los esfuerzos de rasante en las uniones que se han de estudiar con mucho detalle y, además, tracciones en los elementos estructurales que desembocan en la cimentación. El incremento de estas tensiones conlleva unas dimensiones de los paneles elevadas.

Las uniones del modelo-2 no suponen ningún conflicto, siempre y cuando la disposición de los tirafondos permita el correcto desarrollo de las tensiones y absorción por parte de la pieza de las tensiones de rasante. Siguiendo los parámetros del fabricante se estará del lado de la seguridad.

La rigidez conseguida en este modelo es tan elevada que las ventajas de la madera frente a cargas horizontales, ya sean derivadas del viento o de sismos, se ven muy mermadas.

Por último, la posibilidad de controlar el centro de rigidez mediante la disposición de muros de cortante optimiza la estructura. En el modelo-3 éstos se han dispuesto de forma simétrica y se ha reducido la sollicitación perpendicular de los elementos (arriostramientos del modelo-1), consiguiendo una homogeneización del comportamiento en toda la estructura y concentrando las posibles tracciones en la base de los muros.

Además, todas las uniones se han considerado como articuladas, permitiendo el libre giro de las secciones. Por lo general, las uniones suponen un factor crítico en el cálculo, y en la mayoría de los casos es así. Sin embargo, los condicionantes geométricos en este tipo de uniones son menos exigentes que en uniones de corona y se permiten escuadrías más reducidas. Si se tiene en cuenta la geometría de la arquitectura con las luces que implica, las escuadrías de las piezas son de dimensiones suficientes, y las sollicitaciones en las uniones son acorde éstas. Este hecho queda patente entre los modelos 1 y 3, puesto que, a excepción de los dinteles de los pórticos principales, el resto de piezas son de dimensiones muy similares.

Todas las uniones se han definido con elementos del tipo clavija, ya sean tirafondos, pernos o pasadores, y los principales parámetros críticos de diseño son los referentes a la plastificación de las mismas, dado que su diámetro es pequeño en comparación con el espesor de la pieza, o a la posible aparición de hienas en las zonas próximas a la testa. Las comprobaciones de cortante quedan del lado de la seguridad dada la gran escuadría de las piezas de madera, que permiten el correcto reparto de tensiones.

En los modelos 1 y 3 el desplome global de la estructura ha sido el parámetro crítico de diseño. Esto se debe a la incidencia del viento en los paramentos exteriores de la estructura que, dada su altura y esbeltez, genera grandes deformaciones. A su vez, estas deformaciones, sumadas a las sollicitaciones de las piezas derivadas de las cargas gravitatorias desemboca en que las tensiones críticas de diseño de las piezas son combinaciones de compresión y flexión.

Asimismo, dada la reducida densidad de la madera (440 kg/m^3), la relación entre cargas gravitatorias y cargas horizontales es menor que en otro tipo de estructuras e induce a tracciones en la cimentación bajo ciertas combinaciones de carga.

En lo referente a la respuesta estructural de la madera frente a situaciones de incendio, cuando las escuadrías de las piezas son de cierta entidad, éstas se pueden proyectar sin ningún tipo de protección para alcanzar tiempos de respuesta de hasta 90 minutos (R-90), como es el caso de los pilares y paneles de los modelos.

Sin embargo, cuando las escuadrías son más reducidas las piezas pueden colapsar por inestabilidad antes que por haber alcanzado sus resistencias últimas. Esto se debe a la pérdida de sección que se produce en la pieza y no a una merma sus propiedades mecánicas, como ocurre en el acero. Mediante la adición de barnices intumescentes que aporten sección en situaciones de incendio se pueden definir escuadrías más optimizadas en función de su respuesta estructural frente a Estados Límites Últimos y Estados Límites de Servicio.

Aunando todas las premisas expuestas anteriormente se desprende la conclusión de que las estructuras de madera, cuando adquieren alturas importantes, requieren de una combinación de tipologías estructurales.

- Para el control de los desplazamientos horizontales se puede recurrir a un sistema redundante de arriostramientos, lo que implica escuadrías elevadas de los pilares permitiendo la definición de forjados ligeros, o mediante muros de cortante, que concentran las tensiones de las cargas del viento.
- Son estructuras ligeras, de modo que se ha de controlar en todo momento las posibles tracciones que se desarrollen en la cimentación.
- En la mayoría de los casos las escuadrías de las piezas vienen definidas por las uniones, puesto que ellas las superficies son reducidas y las tensiones que se desarrollan, principalmente a cortante, son elevadas.
- Dados los esfuerzos de crecimiento a los que los árboles se ven sometidos a lo largo de su vida, las piezas de madera se han de disponer de tal forma que trabajen preferentemente a compresión que a tracción.
- Dadas las posibilidades de distribución espacial que implican las piezas de madera, el diseño arquitectónico es primordial de cara al comportamiento estructural. Mientras que con hormigón armado la dispar disposición de los pilares se puede solventar mediante forjados bidireccionales, las estructuras de madera trabajan principalmente con forjados unidireccionales que descansan sobre pórticos regulares. De este modo, las zonas donde se merme la sección en planta, la presencia de voladizos, o la discordancia en planta de los soportes, implica tensiones perpendiculares a la fibra o zonas de baja capacidad portante, convirtiendo a la estructura en redundante en muchos casos y generando su sobredimensionamiento.
- Por último, en lo que respecta al balance económico. La madera es un material de construcción caro si se compara directamente con hormigón o el acero, sin embargo, si se consigue realizar una correlación adecuada y agradable entre estructura e interiorismo, la madera puede resultar un material que desempeña a la vez una función estructural y decorativa, reduciendo los materiales presentes en el edificio y, si cabe más importante, reduciendo la huella ecológica de la construcción.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AUTORES

American Wood Council (2003). Designing for lateral-torsional stability in Wood members. Technical Report 14. American Forest and Paper Association, Whashington.

Argüelles Álvarez, R., Arriaga, F., Esteban, M., Íñiguez, G. y Argüelles Bustillo, R. (2013). Estructuras de madera. Bases de cálculo, Ed. AITIM.

Argüelles Álvarez, R., Arriaga, F., Esteban, M., Íñiguez, G. y Argüelles Bustillo, R. (2015). Estructuras de madera. Uniones, Ed. AITIM.

Arriaga, F., González, M.A., Medina, G., Ortiz, J., Peraza, F., Peraza, J.E. y Touza, M. (1994). Guía de la madera para la construcción, el diseño y la decoración. Ed. AITIM, Madrid.

Arriaga, F. (2011). Diseño y cálculo de uniones en estructuras de madera. Ed. Maderia. Construcción.

Basterrara Otero, L. (2012). Construcción de estructuras de madera, 2ª edición. Ed. Universidad de Valladolid, Valladolid.

Basterrara Otero, L., Balmori Roiz, J (2018). Maderas (I). Madera Laminada Encolada (MLE). Ed. Universidad de Valladolid, Valladolid.

Boult, B.F. (1988). Multi-nailed moment resisting joints. Proceedings of the International Timber Engineering Conference, Vol. pp.329-338, Seattle, USA.

Cecobois (Centre d'expertise sur la construction commercial en bois). (2010). L'avantage enviromental des systèmes de construction en bois dans le contexte des chagements climatiques. Quebec, Canada. www.cecobois.com.

FSC España (2018). En Madera, otra forma de construir. El material constructivo sostenible del siglo XXI. Madrid. 248 pp.

Johansen, K.W. (1949). Theory of timber conexions. International Association of Bridge and Structural Engenieering. Publication N° 9:249-262. Bern.

Madsen, B. (1992). Structural behaviour of timber. Timber Engenieering LTD. Canadá.

Madsen, B. y Nielsen, L.F. (1992). Structural behaviour of timber. Appendix: Theory of Wood as a cracked visco-elastic material. Timber Engenieering Ltd.

Natterer, J., Herzog, T., Volz, M., (1994). Construire en bois 2. Ed. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes. (Suiza).

Porteus, J. and Kermani, A. (2013). Structural timber design to Eurocode 5. John Wiley & Sons, Ltd. Publication. 2nd edition.

Racher, P. (1995). Mechanical timber joints-General. Timber Engenieering, STEP 1. Centrum Hout, The netherlands.

Roadschelders, J.G.M. y Blass, H.J. (1995). Stressed skin panels. Timber Engenieering STEP 1. Centrum Hout. The Netherlands.

Vázquez, M.F. (1999). Resistencia de Materiales. 4ª edición. Ed.Noela (Madrid).

Wood, L.W. (1947). Bechavior of Wood under continued loading. Engenieering News – Record, Vol. 139, nº 24.

NORMAS

Anexo Nacional de España para el Eurocódigo 5 (borrador): Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación (EN 1995-1-1:2004+A1:2008).

Code National du Bâtiment. Canada 2010 (CNB).

Documento Básico de Seguridad Estructural. Estructuras de madera (DB-SE-EM). Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Fomento, abril 2009.

Documento Básico de Seguridad en caso de Incendio (DB-SI). Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Fomento, abril 2009.

UNE-EN 1990:2003+A1:2010. Eurocódigos. Bases de cálculo.

UNE-EN 1991-1-1:2003. Eurocódigo 1. Acciones en estructuras. Parte 1-1. Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios.

UNE-EN 1991-1-3:2004. Eurocódigo 1. Acciones en estructuras. Parte 1-3. Acciones generales. Cargas de nieve.

UNE-EN 1991-1-4:2007 + A1:2010. Eurocódigo 1. Acciones en estructuras. Parte -4. Acciones generales. Acciones de viento.

UNE-EN 1993-1-8:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones.

UNE-EN 1995-1-1:2016. Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.

PÁGINAS WEB / CATÁLOGOS

<https://www.archdaily.com/>

<http://baumad.com/>

<https://www.binderholz.com/en/>

<https://egoin.com/>

<https://calculatis.clt.info/>

<https://www.storaenso.com/en>

<https://www.google.com/maps>

<https://www.moelven.com/>

<https://www.rothoblaas.com/>

<https://www.sonaearauco.com/es/>

8. ANEXOS

ANEXO I- CARGAS DE VIENTO

VIENTO EN LA DIRECCIÓN "x+/-"

+/-Vx ZONA "D"							
b	46,90						
d	14,75						
h	30,50						
Área	658,50						
h/d	2,07						
e=min(b;2h)	46,90						
e/10	4,69						
d-e	-32,15						
Planta	Altura (m)	Altura aplicación	q _b (kN/m ²)	C _p	C _e	Viento (kN/m)	
Planta 9	30,50	1,600	0,52	0,8	2,6	1,73	1,7
Planta 8	27,30	3,250			2,6	3,52	3,5
Planta 7	24,00	1,650			2,6	1,78	3,4
		1,650			2,4	1,65	
Planta 6	20,70	3,300			2,4	3,29	3,3
Planta 5	17,40	1,050			2,4	1,05	3,1
		2,250			2,2	2,06	
Planta 4	14,10	0,750			2,2	0,69	2,9
		2,550			2,1	2,23	
Planta 3	10,80	0,450			2,1	0,39	2,6
		2,850			1,9	2,25	
Planta 2	7,50	0,150			1,9	0,12	2,4
		3,000			1,7	2,12	
		0,325			1,4	0,19	
Planta 1	3,85	2,675			1,4	1,56	2,1
		1,075			1,3	0,58	
Planta 0	0,00	1,500					1,3

+/-Vx ZONA "E"							
b	46,90						
d	14,75						
h	30,50						
Área	658,50						
h/d	2,07						
e=min(b;2h)	46,90						
e/10	4,69						
d-e	-32,15						
Planta	Altura (m)	Altura aplicación	q _b (kN/m ²)	c _p	c _e	Viento (kN/m)	
Planta 9	30,50	1,600	0,52	-0,7	2,6	-1,51	-1,5
Planta 8	27,30	3,250			2,6	-3,08	-3,1
Planta 7	24,00	1,650			2,6	-1,56	-3,0
		1,650			2,4	-1,44	
Planta 6	20,70	3,300			2,4	-2,88	-2,9
Planta 5	17,40	1,050			2,4	-0,92	-2,7
		2,250			2,2	-1,80	
Planta 4	14,10	0,750			2,2	-0,60	-2,5
		2,550			2,1	-1,95	
Planta 3	10,80	0,450			2,1	-0,34	-2,3
		2,850			1,9	-1,97	
Planta 2	7,50	0,150			1,9	-0,10	-2,1
		3,000			1,7	-1,86	
		0,325			1,4	-0,17	
Planta 1	3,85	2,675			1,4	-1,36	-1,9
		1,075			1,3	-0,51	
Planta 0	0,00	1,500			1,3	-0,71	-0,7

+/-Vx ZONA "A"							
b	46,90						
d	14,75						
h	30,50						
Área	658,50						
h/d	2,07						
e=min(b;2h)	46,90						
e/10	4,69						
d-e	-32,15						
Planta	Altura (m)	Altura aplicación	q _b (kN/m ²)	c _p	c _e	Viento (kN/m)	
Planta 9	30,50	1,600	0,52	-1,2	2,6	-2,60	-2,6
Planta 8	27,30	3,250			2,6	-5,27	-5,3
		1,650			2,6	-2,68	-5,1
Planta 7	24,00	1,650			2,4	-2,47	
Planta 6	20,70	3,300			2,4	-4,94	-4,9
		1,050			2,4	-1,57	-4,7
Planta 5	17,40	2,250			2,2	-3,09	
		0,750			2,2	-1,03	-4,4
Planta 4	14,10	2,550			2,1	-3,34	
		0,450			2,1	-0,59	-4,0
Planta 3	10,80	2,850			1,9	-3,38	
		0,150			1,9	-0,18	-3,6
Planta 2	7,50	3,000			1,7	-3,18	
		0,325			1,4	-0,28	
Planta 1	3,85	2,675			1,4	-2,34	-3,2
		1,075			1,3	-0,87	
Planta 0	0,00	1,500			1,3	-1,22	-1,2

+/-Vx ZONA "B"							
b	46,90						
d	14,75						
h	30,50						
Área	658,50						
h/d	2,07						
e=min(b;2h)	46,90						
e/10	4,69						
d-e	-32,15						
Planta	Altura (m)	Altura aplicación	q _b (kN/m ²)	c _p	c _e	Viento (kN/m)	
Planta 9	30,50	1,600	0,52	-0,8	2,6	-1,73	-1,7
Planta 8	27,30	3,250			2,6	-3,52	-3,5
		1,650			2,6	-1,78	-3,4
Planta 7	24,00	1,650			2,4	-1,65	
Planta 6	20,70	3,300			2,4	-3,29	-3,3
		1,050			2,4	-1,05	-3,1
Planta 5	17,40	2,250			2,2	-2,06	
		0,750			2,2	-0,69	-2,9
Planta 4	14,10	2,550			2,1	-2,23	
		0,450			2,1	-0,39	-2,6
Planta 3	10,80	2,850			1,9	-2,25	
		0,150			1,9	-0,12	-2,4
Planta 2	7,50	3,000			1,7	-2,12	
		0,325			1,4	-0,19	
Planta 1	3,85	2,675			1,4	-1,56	-2,1
		1,075			1,3	-0,58	
Planta 0	0,00	1,500			1,3	-0,81	-0,8

+/-Vx ZONA "C"							
b	46,90						
d	14,75						
h	30,50						
Área	658,50						
h/d	2,07						
e=min(b;2h)	46,90						
e/10	4,69						
d-e	-32,15						
Planta	Altura (m)	Altura aplicación	q _b (kN/m ²)	c _p	c _e	Viento (kN/m)	
Planta 9	30,50	1,600	0,52	-0,5	2,6	-1,08	-1,1
Planta 8	27,30	3,250			2,6	-2,20	-2,2
Planta 7	24,00	1,650			2,6	-1,12	-2,1
		1,650			2,4	-1,03	
Planta 6	20,70	3,300			2,4	-2,06	-2,1
Planta 5	17,40	1,050			2,4	-0,66	-1,9
		2,250			2,2	-1,29	
		0,750			2,2	-0,43	-1,8
Planta 4	14,10	2,550			2,1	-1,39	
Planta 3	10,80	0,450			2,1	-0,25	-1,7
		2,850			1,9	-1,41	
		0,150			1,9	-0,07	-1,5
Planta 2	7,50	3,000			1,7	-1,33	
		0,325			1,4	-0,12	
Planta 1	3,85	2,675			1,4	-0,97	-1,3
		1,075			1,3	-0,36	
Planta 0	0,00	1,500			1,3	-0,51	-0,5

VIENTO EN LA DIRECCIÓN "Y+/-"

+/-Vy ZONA "D"							
b	14,75						
d	46,90						
h	30,50						
Área	658,50						
h/d	0,65						
e=min(b;2h)	14,75						
e/10	1,48						
d-e	32,15						
Planta	Altura (m)	Altura aplicación	q _b (kN/m ²)	c _p	c _e	Viento (kN/m)	
Planta 9	30,50	1,600	0,52	0,8	2,6	1,73	1,7
Planta 8	27,30	3,250			2,6	3,52	3,5
		1,650			2,6	1,78	3,4
Planta 7	24,00	1,650			2,4	1,65	
Planta 6	20,70	3,300			2,4	3,29	3,3
		1,050			2,4	1,05	3,1
Planta 5	17,40	2,250			2,2	2,06	
		0,750			2,2	0,69	2,9
Planta 4	14,10	2,550			2,1	2,23	
		0,450			2,1	0,39	2,6
Planta 3	10,80	2,850			1,9	2,25	
		0,150			1,9	0,12	
Planta 2	7,50	3,000			1,7	2,12	2,4
		0,325			1,4	0,19	
Planta 1	3,85	2,675			1,4	1,56	2,1
		1,075			1,3	0,58	
Planta 0	0,00	1,500			1,3	0,81	0,8

+/-Vy ZONA "E"							
b	14,75						
d	46,90						
h	30,50						
Área	658,50						
h/d	0,65						
e=min(b;2h)	14,75						
e/10	1,48						
d-e	32,15						
Planta	Altura (m)	Altura aplicación	q _b (kN/m ²)	c _p	c _e	Viento (kN/m)	
Planta 9	30,50	1,600	0,52	-0,5	2,6	-1,08	-1,1
Planta 8	27,30	3,250			2,6	-2,20	-2,2
		1,650			2,6	-1,12	-2,1
Planta 7	24,00	1,650			2,4	-1,03	
Planta 6	20,70	3,300			2,4	-2,06	-2,1
		1,050			2,4	-0,66	-1,9
Planta 5	17,40	2,250			2,2	-1,29	
		0,750			2,2	-0,43	-1,8
Planta 4	14,10	2,550			2,1	-1,39	
		0,450			2,1	-0,25	-1,7
Planta 3	10,80	2,850			1,9	-1,41	
		0,150			1,9	-0,07	
Planta 2	7,50	3,000			1,7	-1,33	-1,5
		0,325			1,4	-0,12	
Planta 1	3,85	2,675			1,4	-0,97	-1,3
		1,075			1,3	-0,36	
Planta 0	0,00	1,500			1,3	-0,51	-0,5

+/-Vy ZONA "A"							
b	14,75						
d	46,90						
h	30,50						
Área	658,50						
h/d	0,65						
e=min(b;2h)	14,75						
e/10	1,48						
d-e	32,15						
Planta	Altura (m)	Altura aplicación	q _b (kN/m ²)	c _p	c _e	Viento (kN/m)	
Planta 9	30,50	1,600	0,52	-1,2	2,6	-2,60	-2,6
Planta 8	27,30	3,250			2,6	-5,27	-5,3
		1,650			2,6	-2,68	-5,1
Planta 7	24,00	1,650			2,4	-2,47	
Planta 6	20,70	3,300			2,4	-4,94	-4,9
		1,050			2,4	-1,57	-4,7
Planta 5	17,40	2,250			2,2	-3,09	
		0,750			2,2	-1,03	-4,4
Planta 4	14,10	2,550			2,1	-3,34	
		0,450			2,1	-0,59	-4,0
Planta 3	10,80	2,850			1,9	-3,38	
		0,150			1,9	-0,18	-3,6
Planta 2	7,50	3,000			1,7	-3,18	
		0,325			1,4	-0,28	
Planta 1	3,85	2,675			1,4	-2,34	-3,2
		1,075			1,3	-0,87	
Planta 0	0,00	1,500			1,3	-1,22	-1,2

+/-Vy ZONA "B"							
b	14,75						
d	46,90						
h	30,50						
Área	658,50						
h/d	0,65						
e=min(b;2h)	14,75						
e/10	1,48						
d-e	32,15						
Planta	Altura (m)	Altura aplicación	q _b (kN/m ²)	c _p	c _e	Viento (kN/m)	
Planta 9	30,50	1,600	0,52	-0,8	2,6	-1,73	-1,7
Planta 8	27,30	3,250			2,6	-3,52	-3,5
		1,650			2,6	-1,78	-3,4
Planta 7	24,00	1,650			2,4	-1,65	
Planta 6	20,70	3,300			2,4	-3,29	-3,3
		1,050			2,4	-1,05	-3,1
Planta 5	17,40	2,250			2,2	-2,06	
		0,750			2,2	-0,69	-2,9
Planta 4	14,10	2,550			2,1	-2,23	
		0,450			2,1	-0,39	-2,6
Planta 3	10,80	2,850			1,9	-2,25	
		0,150			1,9	-0,12	-2,4
Planta 2	7,50	3,000			1,7	-2,12	
		0,325			1,4	-0,19	
Planta 1	3,85	2,675			1,4	-1,56	-2,1
		1,075			1,3	-0,58	
Planta 0	0,00	1,500			1,3	-0,81	-0,8

+/-Vy ZONA "C"							
b	14,75						
d	46,90						
h	30,50						
Área	658,50						
h/d	0,65						
e=min(b;2h)	14,75						
e/10	1,48						
d-e	32,15						
Planta	Altura (m)	Altura aplicación	q _b (kN/m ²)	c _p	c _e	Viento (kN/m)	
Planta 9	30,50	1,600	0,52	-0,5	2,6	-1,08	-1,1
Planta 8	27,30	3,250			2,6	-2,20	-2,2
Planta 7	24,00	1,650			2,6	-1,12	-2,1
		1,650			2,4	-1,03	
Planta 6	20,70	3,300			2,4	-2,06	-2,1
Planta 5	17,40	1,050			2,4	-0,66	-1,9
		2,250			2,2	-1,29	
Planta 4	14,10	0,750			2,2	-0,43	-1,8
		2,550			2,1	-1,39	
Planta 3	10,80	0,450			2,1	-0,25	-1,7
		2,850			1,9	-1,41	
Planta 2	7,50	0,150			1,9	-0,07	-1,5
		3,000			1,7	-1,33	
		0,325			1,4	-0,12	
Planta 1	3,85	2,675			1,4	-0,97	-1,3
		1,075			1,3	-0,36	
Planta 0	0,00	1,500			1,3	-0,51	-0,5

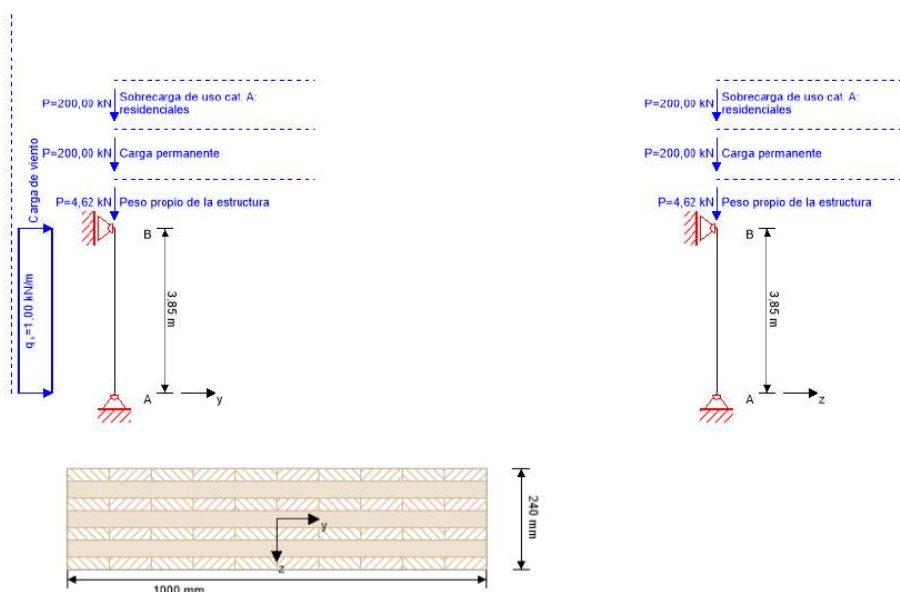
ANEXO II- DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE LOS PANELES DE SOPORTE.

De los paneles definidos en este Anexo, el “Tipo A” es el que se ha considerado como elemento estructural principal y se ha dimensionado para que él, por sí mismo, resista el tiempo de 90 minutos que se exige en situaciones de incendio para el presente estudio. Sin embargo, el panel “Tipo B”, por ser su función principal la de reducir la luz de los forjados, se ha proyectado con una protección pasiva con una R-90, de modo que no se comprobará su resistencia frente a situaciones de incendio puesto que no se verá sometido a tal contexto.

Los datos obtenidos con este software (Calculatis de Stora ENSO) sirven puramente para tener un orden de magnitud del canto que se ha de disponer al panel.

1. DIMENSIONAMIENTO PANEL SOPORTE “TIPO A”.

Sistema

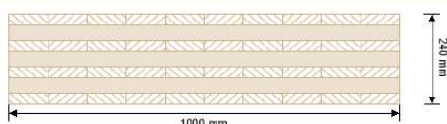


Índice de aprovechamiento total

74 %

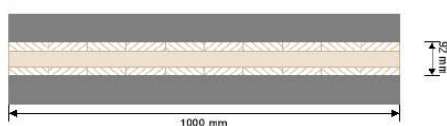
ULS 40 % ULS Fuego 74 %

Sección: CLT 240 L7s



Capa	Espesor	Orientación	Material
1	30,0 mm	0°	C24 Abeto
2	40,0 mm	90°	C24 Abeto
3	30,0 mm	0°	C24 Abeto
4	40,0 mm	90°	C24 Abeto
5	30,0 mm	0°	C24 Abeto
6	40,0 mm	90°	C24 Abeto
7	30,0 mm	0°	C24 Abeto
t _{CLT}	240,0 mm		

Sección Fuego: CLT 240 L7s



Capa	Espesor	Orientación	Material
1	26,0 mm	0°	C24 Abeto
2	40,0 mm	90°	C24 Abeto
3	26,0 mm	0°	C24 Abeto
t _{CLT}	92,0 mm		

Clase de resistencia al fuego: R 90

Estratigrafía para protección al fuego : Sin elementos adicionales de protección al fuego

Tiempo	90 min				
k ₀	d ₀	d _{char,0,h}	d _{ef,h}	d _{char,0,v}	d _{ef,v}
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	7	134,0	141,0	56,7	63,7

Valores del material

Material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \text{ min}}$	$E_{0,mean}$	G_{mean}	$G_{r,mean}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 Abeto	24,00	14,00	0,35	21,00	2,40	4,00	1,25	12.500,00	690,00	50,00

carga

Combinaciones de cargas

	Tipo de caso de carga	Typ	Duración	Kmod	γ_{inf}	γ_{sup}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LC1	Peso propio de la estructura	G	Permanente	0,6	0,8	1,35	1	1	1
LC2	Carga permanente	G	Permanente	0,6	0,8	1,35	1	1	1
LC3	Sobrecarga de uso cat. A: residenciales	Q	Media duración	0,8	0	1,5	0,7	0,5	0,3
LC4	Carga de viento	Q	Corta duración	0,9	0	1,5	0,6	0,2	0

LC1: Peso propio de la estructura

Carga vertical

P_k	Eje Y	Eje Z
[kN]	[m]	[m]
4,62	0,00	0,00

LC2: Carga permanente

Carga vertical

P_k	Eje Y	Eje Z
[kN]	[m]	[m]
200	0,00	0,00

LC3: Sobrecarga de uso cat. A: residenciales

Carga vertical

P_k	Eje Y	Eje Z
[kN]	[m]	[m]
200	0,00	0,00

LC4: Carga de viento

Carga continua

q_k
[kN/m]
1

ULS Combinaciones

	Regla de combinación
LCO1	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2$
LCO2	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC3$
LCO3	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC3 + 1,50/0,00 * 0,60 * LC4$
LCO4	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC4$
LCO5	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC4 + 1,50/0,00 * 0,70 * LC3$

ULS Combinaciones Fuego

	Regla de combinación
LCO1	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2$
LCO2	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,30 * LC3$
LCO3	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,30 * LC3 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC4$
LCO4	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC4$
LCO5	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC4 + 1,00/0,00 * 0,30 * LC3$

Comprobación en estado límite último (ELU) - Resultados

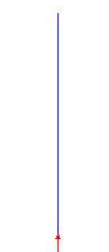
Momentos y [kNm]
min My=0,00 [kNm]
max My=0,00 [kNm]

Momentos z [kNm]
min Mz=0,00 [kNm]
max Mz=0,00 [kNm]

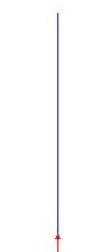
Fuerzas axiales [kN]
min N=-576,24 [kN]
max N=-163,70 [kN]

Esfuerzo de cortante z [kN]
min Vz=0,00 [kN]
max Vz=0,00 [kN]

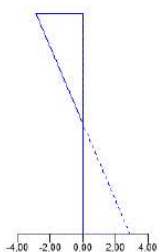
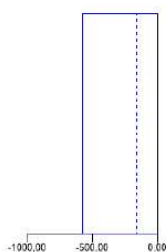
Esfuerzo de cortante y [kN]
min Vy=-2,89 [kN]
max Vy=2,89 [kN]



V = 576,24/163,70 [kN]



V = 576,24/163,70 [kN]



ULS Comprobación a flexión

dist.	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d}$
[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0,0	1,25	0,80	1,10	24,00	16,90	8,96	13,44
$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	Índice	
[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
0,00	-576,24	0,00	0,00	4,80	0,00	13 %	LCO2

ULS Análisis de cortantes

dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$T_{v,d}$	Índice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	4,00	1,25	0,90	2,88	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Cortante de rodadura

dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$T_{r,d}$	Índice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	0,86	1,25	0,90	0,62	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección bruta

dist.	$f_{v,IP,Gross,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,IP,Gross,d}$	V_d	$T_{IP,Gross,d}$	Índice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
0,0	3,50	1,25	0,90	2,52	2,89	0,02	1 %	LCO4

ULS Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección neta

dist.	$f_{v,IP,Net,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,IP,Net,d}$	$V_{Net,d}$	$T_{v,IP,Net,d}$	Índice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
0,0	8,00	1,25	0,90	5,76	2,89	0,04	1 %	LCO4

ULS Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección bruta kombiniert

dist.	γ_m	k_{mod}	V_d	$T_{v,d}$	Índice	
[m]	[-]	[-]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	1,25	0,90	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección neta kombiniert

dist.	γ_m	k_{mod}	V_d	$T_{v,d}$	Índice	
[m]	[-]	[-]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	1,25	0,90	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Comprobación a cortante por torsión en el plano del CLT - en las caras de las superficies encoladas

$f_{v,T,Node,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,T,Node,d}$	$V_{d,d}$	δM_t	n	a	I_p	Índice	
[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[-]	[m]	[mm ⁴]		
2,50	1,25	0,90	1,80	2,89	0,43	36	0,150	84375010,00	1 %	LCO4

ULS Comprobación del pandeo

dist.	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d}$	
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
0,0	1,25	0,80	1,10	1,00	24,00	16,90	15,36	0,00	13,44	
$l_{k,y}$	$l_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
3,850	3,850	49	13	0,78	0,21	0,1	0,83	0,52	0,90	1,00
$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	Índice			
[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
0,00	-	0,00	0,00	0,00	4,80	0,00	40 %	LCO2		
	576,24									

ULS Comprobación del vuelco lateral

dist.	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d}$		
[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
0,0	1,25	0,80	1,10	24,00	16,90	0,00	13,44		
l_{ef}	l_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$\sigma_{m,crit}$	k_{crit}
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm²]	[-]
3,850	3,850	49	0,78	0,42	0,1	0,83	0,90	136,61	1,00
$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	Índice			
[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]				
0,00	-	0,00	0,00	4,80	0,00	40 %		LCO2	
	576,24								

Análisis de tensiones en flexión

$M_{y,d} =$	0,00	kNm	$f_{m,k} =$	24,00	N/mm ²
$N_{c,d} =$	-576,24	kN	$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,80	-
			$k_{sys,y} =$	1,10	-
			$k_{hm} =$	1,00	-
			$k_i =$	1,00	-
$\sigma_{c,d} =$	4,80	N/mm ²	$f_{c,d} =$	13,44	N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	16,90	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					13 %

Análisis de la tensión del cortante

$V_d =$	0,00	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$T_{v,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,d} =$	2,88	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Análisis del cortante de rodadura

$V_d =$	0,00	kN	$f_{r,k} =$	0,86	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$T_{r,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{r,d} =$	0,62	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Comprobación a cortante de la sección bruta

$V_d =$	2,89	kNm	$f_{v,IP,Gross,k} =$	3,50	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$T_{IP,Gross,d} =$	0,02	N/mm ²	$f_{v,IP,Gross,d} =$	2,52	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					1 %

Comprobación a cortante de la sección neta					
$V_{Net,d} =$	2,89	kNm	$f_{v,IP,Net,k} =$	8,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$T_{v,IP,Net,d} =$	0,04	N/mm ²	$f_{v,IP,Net,d} =$	5,76	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					1 %

Comprobación a cortante de la sección bruta combinado					
$V_d =$	0,00	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
$V_{Gross,d} =$	2,89	kNm	$f_{v,IP,Gross,k} =$	3,50	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$T_{v,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,d} =$	2,88	N/mm ²
$T_{IP,Gross,d} =$	0,02	N/mm ²	$f_{v,IP,Gross,d} =$	2,52	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Comprobación a cortante de la sección neta combinado					
$V_d =$	0,00	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
$V_{Net,d} =$	2,89	kNm	$f_{v,IP,Net,k} =$	8,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$T_{v,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,d} =$	2,88	N/mm ²
$T_{IP,Net,d} =$	0,04	N/mm ²	$f_{v,IP,Net,d} =$	5,76	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Comprobación a cortante por torsión en el plano del CLT - en las caras de las superficies encoladas					
$V_{\phi,d} =$	2,89	kNm	$f_{v,T,Node,k} =$	2,50	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$T_{T,Node,d} =$	0,01	N/mm ²	$f_{v,T,Node,d} =$	1,80	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					1 %

Comprobación a pandeo					
$M_{y,d} =$	0,00	kNm	$f_{m,k} =$	24,00	N/mm ²
$N_{c,d} =$	-576,24	kN	$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,80	-
			$k_{sys,y} =$	1,10	-
$\sigma_{c,d} =$	4,80	N/mm ²	$f_{c,d} =$	13,44	N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	16,90	N/mm ²
$\sigma_{m,z,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,z,d} =$	15,36	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					40 %

Comprobación a pandeo lateral					
$M_{y,d} =$	0,00	kNm	$f_{m,k} =$	24,00	N/mm ²
$N_{c,d} =$	-576,24	kN	$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,80	-
			$k_{sys,y} =$	1,10	-
			$k_{hm} =$	1,00	-
			$k_l =$	1,00	-
$\sigma_{c,d} =$	4,80	N/mm ²	$f_{c,d} =$	13,44	N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	16,90	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					40 %

Comprobación en estado límite último (ELU) en situación de incendio - Resultados

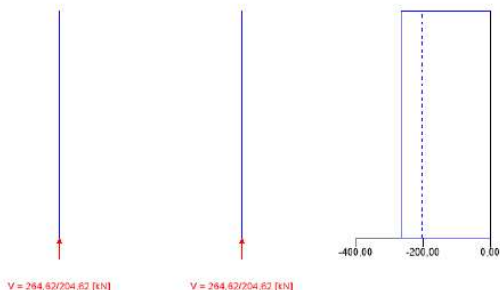
Momentos y [kNm]
min My=0,00 [kNm]
max My=0,00 [kNm]

Momentos z [kNm]
min Mz=0,00 [kNm]
max Mz=0,00 [kNm]

Fuerzas axiales [kN]
min N=-264,62 [kN]
max N=204,62 [kN]

Esfuerzo de corte y [kN]
min Vy=0,00 [kN]
max Vy=0,00 [kN]

Esfuerzo de corte y [kN]
min Vy=0,00 [kN]
max Vy=0,00 [kN]



V = 204,62/204,62 [kN]

V = 204,62/204,62 [kN]

ULS Fuego Comprobación a flexión

dist.	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	k_{fi}	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d}$
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0,0	1,00	1,00	1,10	1,15	24,00	30,36	16,10	24,15
$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	Índice		
[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			
0,00	-264,62	0,00	0,00	5,09	0,00	4 % LCO2		

ULS Fuego Análisis de cortantes

dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	k_{fi}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	Índice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	4,00	1,00	1,00	1,10	1,15	4,60	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Fuego Cortante de rodadura

dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	k_{fi}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	Índice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	0,86	1,00	1,00	1,10	1,15	0,99	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Fuego Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección bruta

dist.	$f_{v,IP,Gross,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$f_{v,IP,Gross,d}$	V_d	$\tau_{IP,Gross,d}$	Índice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
3,85	3,50	1,00	1,00	1,15	4,03	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Fuego Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección neta

dist.	$f_{v,IP,Net,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$f_{v,IP,Net,d}$	$V_{Net,d}$	$\tau_{v,IP,Net,d}$	Índice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
3,85	8,00	1,00	1,00	1,15	9,20	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Fuego Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección bruta kombiniert

dist.	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	V_d	$\tau_{v,d}$	Índice	
[m]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	1,00	1,00	1,15	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Fuego Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección neta kombiniert

dist.	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	V_d	$\tau_{v,d}$	Índice	
[m]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	1,00	1,00	1,15	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Fuego Comprobación a cortante por torsión en el plano del CLT - en las caras de las superficies encoladas

$f_{v,T,Node,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,T,Node,d}$	$V_{\delta,d}$	δM_t	n	a	I_p	Índice	
[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[-]	[m]	[mm ⁴]		
2,50	1,00	1,00	2,88	0,00	0,00	12	0,150	84375010,00	0 %	LCO5

ULS Comprobación del pandeo

dist.	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d}$
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0,0	1,00	1,00	1,10	1,00	24,00	30,36	27,60	0,00	24,15
$l_{k,y}$	$l_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	k_y	k_z	$k_{c,y}$
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
3,850	3,850	114	13	1,81	0,21	0,1	2,22	0,52	0,29
$k_{c,z}$	$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	Índice	
[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
1,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	5,09	0,00	74 %	LCO2
		264,62							

ULS Fuego Comprobación del vuelco lateral

dist.	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	k_{fi}	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d}$	
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
0,0	1,00	1,00	1,10	1,15	24,00	30,36	0,00	24,15	
l_{ef}	l_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$\sigma_{m,crit}$	k_{crit}
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[-]
3,850	3,850	114	1,81	1,04	0,1	2,22	0,29	22,30	0,78
$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	Índice			
[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
0,00	-	0,00	0,00	5,09	0,00	74 %		LCO2	
	264,62								

Análisis de tensiones en flexión Fuego

$M_{y,d} =$	0,00	kNm	$f_{m,k} =$	24,00	N/mm ²
$N_{c,d} =$	-264,62	kN	$\gamma_m =$	1,00	-
			$k_{mod} =$	1,00	-
			$k_{sys,y} =$	1,10	-
			$k_{hm} =$	1,00	-
			$k_i =$	1,00	-
			$k_{fi} =$	1,15	-
$\sigma_{c,d} =$	5,09	N/mm ²	$f_{c,d} =$	24,15	N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	30,36	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					4 %

Análisis de la tensión del cortante Fuego

$V_d =$	0,00	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,00	-
			$k_{mod} =$	1,00	-
			$k_{fi} =$	1,15	-
$T_{v,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,d} =$	4,60	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Análisis del cortante de rodadura Fuego

$V_d =$	0,00	kN	$f_{r,k} =$	0,86	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,00	-
			$k_{mod} =$	1,00	-
			$k_{fi} =$	1,15	-
$T_{r,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{r,d} =$	0,99	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Comprobación a cortante de la sección bruta Fuego					
$V_d =$	0,00	kNm	$f_{v,IP,Gross,k} =$	3,50	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,00	-
			$k_{mod} =$	1,00	-
			$k_{fi} =$	1,15	-
$T_{IP,Gross,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,IP,Gross,d} =$	4,03	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Comprobación a cortante de la sección neta Fuego					
$V_{Net,d} =$	0,00	kNm	$f_{v,IP,Net,k} =$	8,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,00	-
			$k_{mod} =$	1,00	-
			$k_{fi} =$	1,15	-
$T_{v,IP,Net,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,IP,Net,d} =$	9,20	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Comprobación a cortante de la sección bruta combinado Fuego					
$V_d =$	0,00	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
$V_{Gross,d} =$	0,00	kNm	$f_{v,IP,Gross,k} =$	3,50	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,00	-
			$k_{mod} =$	1,00	-
			$k_{fi} =$	1,15	-
$T_{v,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,d} =$	4,60	N/mm ²
$T_{IP,Gross,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,IP,Gross,d} =$	4,03	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Comprobación a cortante de la sección neta combinado Fuego					
$V_d =$	0,00	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
$V_{Net,d} =$	0,00	kNm	$f_{v,IP,Net,k} =$	8,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,00	-
			$k_{mod} =$	1,00	-
			$k_{fi} =$	1,15	-
$T_{v,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,d} =$	4,60	N/mm ²
$T_{IP,Net,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,IP,Net,d} =$	9,20	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Comprobación a cortante por torsión en el plano del CLT - en las caras de las superficies encoladas Fuego					
$V_{\phi,d} =$	0,00	kNm	$f_{v,T,Node,k} =$	2,50	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,00	-
			$k_{mod} =$	1,00	-
			$k_{fi} =$	1,15	-
$T_{T,Node,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,T,Node,d} =$	2,88	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					0 %

Comprobación a pandeo Fuego					
$M_{y,d} =$	0,00	kNm	$f_{m,k} =$	24,00	N/mm ²
$N_{c,d} =$	-264,62	kN	$\gamma_m =$	1,00	-
			$k_{mod} =$	1,00	-
			$k_{sys,y} =$	1,10	-
			$k_{fi} =$	1,15	-
$\sigma_{c,d} =$	5,09	N/mm ²	$f_{c,d} =$	24,15	N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	30,36	N/mm ²
$\sigma_{m,z,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,z,d} =$	27,60	N/mm ²
					✓
Índice de aprovechamiento					74 %

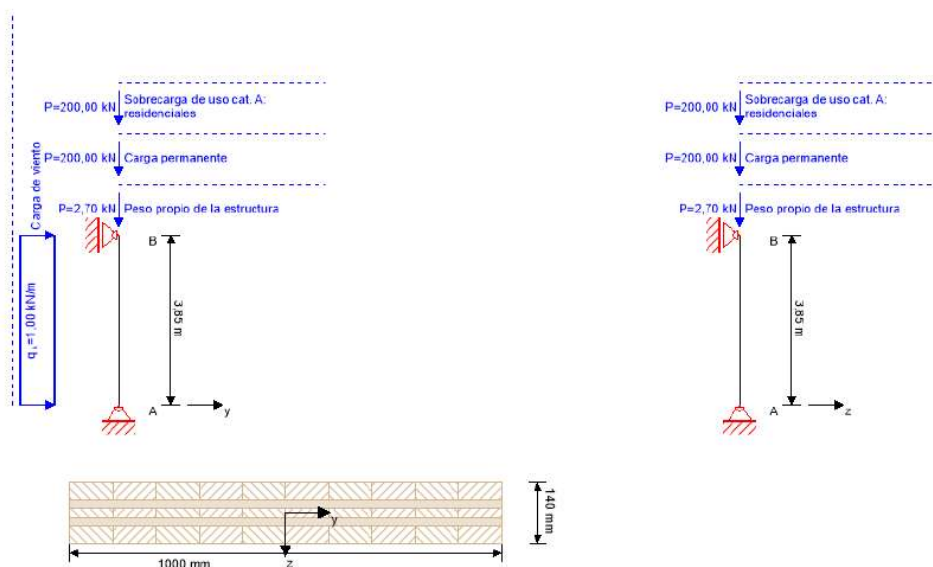
Comprobación a pandeo lateral Fuego					
$M_{y,d} =$	0,00	kNm	$f_{m,k} =$	24,00	N/mm ²
$N_{c,d} =$	-264,62	kN	$\gamma_m =$	1,00	-
			$k_{mod} =$	1,00	-
			$k_{sys,y} =$	1,10	-
			$k_{hm} =$	1,00	-
			$k_l =$	1,00	-
			$k_{fi} =$	1,15	-
$\sigma_{c,d} =$	5,09	N/mm ²	$f_{c,d} =$	24,15	N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	30,36	N/mm ²
Índice de aprovechamiento				74 %	

Reacción en el apoyo						
Tipo de caso de carga	k_{mod}	A_y	A_z	B_x	B_y	B_z
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Peso propio de la estructura	0,6	0,00	0,00	4,62	0,00	0,00
		0,00	0,00	4,62	0,00	0,00
Carga permanente	0,6	0,00	0,00	200,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	200,00	0,00	0,00
Sobrecarga de uso cat. A: residenciales	0,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	200,00	0,00	0,00
Carga de viento	0,9	1,92	0,00	0,00	1,92	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Documentos de referencia para el cálculo	
Título en inglés	Descripción
EN 338	Madera estructural - Clases resistentes. EN 338
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera - Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
ETA-14/0349	Documento de Idoneidad Técnica Europeo (European Technical Assessment) ETA-14/0349 de 02.10.2014
Expertise Rolling shear - no edge gluing, H.J. Blass	Certificación en cortante de rodadura para CLT
EN 1995-1-2	EN 1995-1-2 - Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
Technical expertise 122/2011/02: analysis of load bearing capacity and separation performance of CLT elements	Comprobación de la capacidad de las vigas y de los criterios de aislamiento en estructuras de CLT con CLT de Stora Enso.
Technical expertise 2434/2012 - BB: failure time t_f of gypsum fire boards (GKF) according to ON B 3410	Certificación de resistencia de tableros de yeso para protección al incendio según ON B3410 y tableros de yeso para paredes tipo DF según EN 520
CTE, DB, SE-M	CTE DB, SE-M Madera
UNE EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
UNE-EN 1995-1-2	EN 1995-1-2 - Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe	Seguridad contra incendios en edificios en madera - Guía técnica para Europa; publicada por SP Technical Research Institute of Sweden
National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12	ÖNORM EN 1995-1-2 - Austria - Especificaciones nacionales sobre ÖNORM EN 1995-1-2, comentarios y suplementos nacionales, capítulo 12
UNE EN 1995-1-2_NA	UNE EN 1995-1-2 - España -Anejo nacional al Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego - Aclaraciones nacionales según UNE EN 1995-1-2, comentarios nacionales y suplementos nacionales.
UNE EN 1995-1-1_NA	UNE EN 1995-1-2 - España -Anejo nacional al Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
Expertise Rolling shear, H.J. Blass	Investigación sobre fuerza de cortante de rodadura y módulo de cortante de rodadura en paneles de CLT
Expertise shear in plane of CLT, H.J. Blass	Investigación - revisión de DIBt technical approval Z-9.1/599 - cortante en el plano del CLT

2. DIMENSIONAMIENTO PANEL SOPORTE “TIPO B”.

Sistema



Índice de aprovechamiento total

85 %

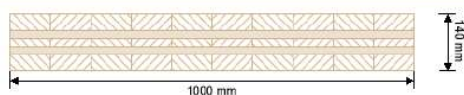
ULS

85 %

ULS Fuego

-1 %

Sección: CLT 140 C5s



Capa	Espesor	Orientación	Material
1	40,0 mm	90°	C24 Abeto
2	20,0 mm	0°	C24 Abeto
3	20,0 mm	90°	C24 Abeto
4	20,0 mm	0°	C24 Abeto
5	40,0 mm	90°	C24 Abeto
t _{CLT}	140,0 mm		

Valores del material

Material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \text{ min}}$	$E_{0, \text{mean}}$	G_{mean}	$G_{r, \text{mean}}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 Abeto	24,00	14,00	0,35	21,00	2,40	4,00	1,25	12.500,00	690,00	50,00

carga

Combinaciones de cargas

	Tipo de caso de carga	Typ	Duración	K _{mod}	γ_{inf}	γ_{sup}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LC1	Peso propio de la estructura	G	Permanente	0,6	0,8	1,35	1	1	1
LC2	Carga permanente	G	Permanente	0,6	0,8	1,35	1	1	1
LC3	Sobrecarga de uso cat. A: residenciales	Q	Media duración	0,8	0	1,5	0,7	0,5	0,3
LC4	Carga de viento	Q	Corta duración	0,9	0	1,5	0,6	0,2	0

LC1: Peso propio de la estructura

Carga vertical		
P_k	Eje Y	Eje Z
[kN]	[m]	[m]
2,695	0,00	0,00

LC2:Carga permanente

Carga vertical

P _k	Eje Y	Eje Z
[kN]	[m]	[m]
200	0,00	0,00

LC3:Sobrecarga de uso cat. A: residenciales

Carga vertical

P _k	Eje Y	Eje Z
[kN]	[m]	[m]
200	0,00	0,00

LC4:Carga de viento

Carga continua

q _k
[kN/m]
1

ULS Combinaciones

	Regla de combinación
LCO1	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2$
LCO2	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC3$
LCO3	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC3 + 1,50/0,00 * 0,60 * LC4$
LCO4	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC4$
LCO5	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC4 + 1,50/0,00 * 0,70 * LC3$

Comprobación en estado límite último (ELU) - Resultados

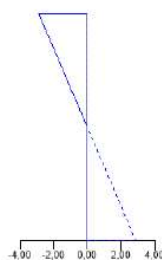
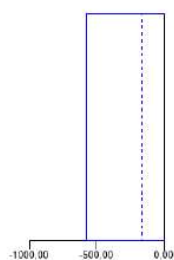
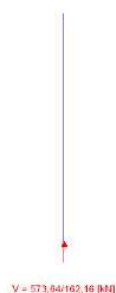
Momentos y [kNm]
 mín My=0,00 [kNm]
 max My=0,00 [kNm]

Momentos z [kNm]
 mín Mz=0,00 [kNm]
 max Mz=0,00 [kNm]

Fuerzas axiales [kN]
 mín N=-573,64 [kN]
 max N=-162,16 [kN]

Esfuerzo de cortante z [kN]
 mín Vz=0,00 [kN]
 max Vz=0,00 [kN]

Esfuerzo de cortante y [kN]
 mín Vy=-2,89 [kN]
 max Vy=2,89 [kN]



ULS Comprobación a flexión

dist.	γ _m	k _{mod}	k _{sys,y}	f _{m,k}	f _{m,y,d}	f _{t,d}	f _{c,d}
[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0,0	1,25	0,80	1,10	24,00	16,90	8,96	13,44
M _{y,d}	N _{c,d}	N _{t,d}	σ _{m,y,d}	σ _{c,d}	σ _{t,d}	Índice	
[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
0,00	-	0,00	0,00	5,74	0,00	18 %	LCO2
	573,64						

ULS Ánálisis de cortantes

dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$T_{v,d}$	índice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	4,00	1,25	0,90	2,88	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Cortante de rodadura

dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$T_{r,d}$	��ndice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	1,25	1,25	0,90	0,90	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección bruta

dist.	$f_{v,IP,Gross,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,IP,Gross,d}$	V_d	$T_{IP,Gross,d}$	��ndice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
0,0	3,50	1,25	0,90	2,52	2,89	0,03	1 %	LCO4

ULS Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección neta

dist.	$f_{v,IP,Net,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,IP,Net,d}$	$V_{Net,d}$	$T_{v,IP,Net,d}$	índice	
[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
0,0	8,00	1,25	0,90	5,76	2,89	0,11	2 %	LCO4

ULS Comprobación a cortante en el plano del CLT - sección bruta kombiniert

dist.	γ_m	k_{mod}	V_d	$T_{v,d}$	índice	
[m]	[-]	[-]	[kN]	[N/mm ²]		
3,85	1,25	0,90	0,00	0,00	0 %	LCO5

ULS Comprobación a cortante por torsión en el plano del CLT - en las caras de las superficies encoladas

$f_{v,T,Node,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,T,Node,d}$	$V_{\delta,d}$	δM_t	n	a	I_p	��ndice	
[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[-]	[m]	[mm ⁴]		
2,50	1,25	0,90	1,80	2,89	0,43	24	0,150	84375010,00	1 %	LCO4

ULS Comprobación del pandeo

dist.	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d}$		
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
0,0	1,25	0,80	1,10	1,00	24,00	16,90	15,36	0,00	13,44		
$l_{k,y}$	$l_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
3,850	3,850	84	13	1,33	0,21	0,1	1,44	0,52	0,50	1,00	
$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	índice				
[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]					
0,00	-	0,00	0,00	0,00	5,74	0,00	85 %	LCO2			
	573.64										

ULS Comprobación del vuelco lateral

dist.	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d}$		
[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
0,0	1,25	0,80	1,10	24,00	16,90	0,00	13,44		
l_{ef}	l_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$\sigma_{m,crit}$	k_{crit}
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm²]	[-]
3,850	3,850	84	1,33	0,77	0,1	1,44	0,50	40,34	0,98
$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	Índice			
[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]				
0,00	-	0,00	0,00	5,74	0,00	85 %		LCO2	
	573,64								

Análisis de tensiones en flexión					
$M_{y,d} =$	0,00	kNm	$f_{m,k} =$	24,00	N/mm ²
$N_{c,d} =$	-573,64	kN	$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,80	-
			$k_{sys,y} =$	1,10	-
			$k_{lm} =$	1,00	-
			$k_i =$	1,00	-
$\sigma_{c,d} =$	5,74	N/mm ²	$f_{c,d} =$	13,44	N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	16,90	N/mm ²
		<			✓
Índice de aprovechamiento				18 %	

Análisis de la tensión del cortante					
$V_d =$	0,00	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$\tau_{v,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,d} =$	2,88	N/mm ²
		<			✓
Índice de aprovechamiento				0 %	

Análisis del cortante de rodadura					
$V_d =$	0,00	kN	$f_{r,k} =$	1,25	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$\tau_{r,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{r,d} =$	0,90	N/mm ²
		<			✓
Índice de aprovechamiento				0 %	

Comprobación a cortante de la sección bruta					
$V_d =$	2,89	kNm	$f_{v,IP,Gross,k} =$	3,50	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$\tau_{IP,Gross,d} =$	0,03	N/mm ²	$f_{v,IP,Gross,d} =$	2,52	N/mm ²
		<			✓
Índice de aprovechamiento				1 %	

Comprobación a cortante de la sección neta					
$V_{Net,d} =$	2,89	kNm	$f_{v,IP,Net,k} =$	8,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$\tau_{v,IP,Net,d} =$	0,11	N/mm ²	$f_{v,IP,Net,d} =$	5,76	N/mm ²
		<			✓
Índice de aprovechamiento				2 %	

Comprobación a cortante de la sección bruta combinado					
$V_d =$	0,00	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
$V_{Gross,d} =$	2,89	kNm	$f_{v,IP,Gross,k} =$	3,50	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$\tau_{v,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,d} =$	2,88	N/mm ²
$\tau_{IP,Gross,d} =$	0,03	N/mm ²	$f_{v,IP,Gross,d} =$	2,52	N/mm ²
		<			✓
Índice de aprovechamiento				0 %	

Comprobación a cortante de la sección neta combinado					
$V_d =$	0,00	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
$V_{Net,d} =$	2,89	kNm	$f_{v,IP,Net,k} =$	8,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,25	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
$\tau_{v,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{v,d} =$	2,88	N/mm ²
$\tau_{IP,Net,d} =$	0,11	N/mm ²	$f_{v,IP,Net,d} =$	5,76	N/mm ²
		<			✓
Índice de aprovechamiento				0 %	

Comprobación a cortante por torsión en el plano del CLT - en las caras de las superficies encoladas

$V_{d,d} =$	2,89 kNm	$f_{v,T,Node,k} =$	2,50 N/mm ²	
		$\gamma_m =$	1,25 -	
		$k_{mod} =$	0,90 -	
$T_{T,Node,d} =$	0,02 N/mm ²	$f_{v,T,Node,d} =$	1,80 N/mm ²	✓

Índice de aprovechamiento

1 %

Comprobación a pandeo

$M_{y,d} =$	0,00 kNm	$f_{m,k} =$	24,00 N/mm ²	
$N_{c,d} =$	-573,64 kN	$\gamma_m =$	1,25 -	
		$k_{mod} =$	0,80 -	
		$k_{sys,y} =$	1,10 -	
$\sigma_{c,d} =$	5,74 N/mm ²	$f_{c,d} =$	13,44 N/mm ²	
$\sigma_{m,y,d} =$	0,00 N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	16,90 N/mm ²	
$\sigma_{m,z,d} =$	0,00 N/mm ²	$f_{m,z,d} =$	15,36 N/mm ²	✓

Índice de aprovechamiento

85 %

Comprobación a pandeo lateral

$M_{y,d} =$	0,00 kNm	$f_{m,k} =$	24,00 N/mm ²	
$N_{c,d} =$	-573,64 kN	$\gamma_m =$	1,25 -	
		$k_{mod} =$	0,80 -	
		$k_{sys,y} =$	1,10 -	
		$k_{hm} =$	1,00 -	
		$k_i =$	1,00 -	
$\sigma_{c,d} =$	5,74 N/mm ²	$f_{c,d} =$	13,44 N/mm ²	
$\sigma_{m,y,d} =$	0,00 N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	16,90 N/mm ²	✓

Índice de aprovechamiento

85 %

Reacción en el apoyo

Tipo de caso de carga	k_{mod}	A_y	A_z	B_x	B_y	B_z
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Peso propio de la estructura	0,6	0,00	0,00	2,69	0,00	0,00
		0,00	0,00	2,69	0,00	0,00
Carga permanente	0,6	0,00	0,00	200,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	200,00	0,00	0,00
Sobrecarga de uso cat. A: residenciales	0,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	200,00	0,00	0,00
Carga de viento	0,9	1,92	0,00	0,00	1,92	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Documentos de referencia para el cálculo

Título en inglés	Descripción
EN 338	Madera estructural - Clases resistentes. EN 338
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera - Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
ETA-14/0349	Documento de Idoneidad Técnica Europeo (European Technical Assessment) ETA-14/0349 de 02.10.2014
Expertise Rolling shear - no edge gluing, H.J. Blass	Certificación en cortante de rodadura para CLT
EN 1995-1-2	EN 1995-1-2 - Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
Technical expertise 122/2011/02: analysis of load bearing capacity and separation performance of CLT elements	Comprobación de la capacidad de las vigas y de los criterios de aislamiento en estructuras de CLT con CLT de Stora Enso.
Technical expertise 2434/2012 - BB: failure time t_f of gypsum fire boards (GKF) according to ON B 3410	Certificación de resistencia de tableros de yeso para protección al incendio según ON B3410 y tableros de yeso para paredes tipo DF según EN 520
CTE, DB SE-M	CTE DB SE-M Madera
UNE EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
UNE-EN 1995-1-2	EN 1995-1-2 - Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe	Seguridad contra incendios en edificios en madera - Guía técnica para Europa; publicada por SP Technical Research Institute of Sweden
National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12	ÖNORM EN 1995-1-2 - Austria - Especificaciones nacionales sobre ÖNORM EN 1995-1-2, comentarios y suplementos nacionales, capítulo 12

ANEXO III- DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DEL FORJADO LIGERO.

1. CÁLCULO EN ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS Y ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.

CARACTERÍSTICAS		
ALMA		
Tipo de Madera		MADERA LAMINADA ENCOLADA
Clase Resistente		GL24h
f _{m,k}	24,0	N/mm ²
f _{c,0,k}	24,0	N/mm ²
f _{t,0,k}	19,2	N/mm ²
f _{v,g,k}	3,5	N/mm ²
E _{0,g,mean}	11.500,0	N/mm ²
G _{90,g,mean}	650,0	N/mm ²
Clase de Servicio		MADERA LAMINADA ENCOLADA (1)
K _{r,def}	0,60	
K _{mod}	0,60	PERMANENTE
	0,70	LARGA
	0,80	MEDIA
	0,90	CORTA
	1,10	INSTANTÁNEA
Y _M	1,25	
ALAS		
Tipo de Madera		LVL y OSB
Clase Resistente		OSB/4
f _{c,0,k}	17,0	N/mm ²
f _{t,0,k}	10,9	N/mm ²
E _{0,g,mean}	6.780,0	N/mm ²
G _{90,g,mean}	1.090,0	N/mm ²
f _{v,g,k}	6,9	N/mm ²
f _{r,g,k}	1,1	N/mm ²
Clase de Servicio		OSB (1)
K _{r,def}	1,50	
K _{mod}	0,40	PERMANENTE
	0,50	LARGA
	0,70	MEDIA
	0,90	CORTA
	1,10	INSTANTÁNEA
Y _M	1,20	

GEOMETRÍA		
ALMA		
h_W	120	mm
b_W	80	mm
ALAS		
h_f	32	mm
$b_{ef,c}$	745	mm
$b_{ef,t}$	755	mm
Longitud	4500	mm
Interje	600	mm
Arrastre por cortante	0,15 · l	675 mm
Abolladura	25 · h_f	800 mm
Long.libre	520	mm

DATOS			
Clase Servicio		MADERA LAMINADA ENCOLADA (1)	
Duración		Media	
Uso		Residencial	
C.P.	1,58	kN/m	
S.U.	1,20	kN/m	
ψ2	0,3		

SECCIÓN HOMOGENEIZADA			
INSTANTÁNEAS			
K _E	0,59		
I _y	160.415.246	mm ⁴	
L.PLAZO (C.P.)			
K _E	0,38		
I _y	106.800.712	mm ⁴	
L.PLAZO (S.U.)			
K _E	0,48		
I _y	132.683.073	mm ⁴	

SOLICITACIONES			
CARGA PERMANENTE			
Md		5,40	KN·m
Vd		4,80	kN
SOBRECARGA DE USO			
Md		4,56	KN·m
Vd		4,05	kN
C.P.+S.U.			
Md		9,96	KN·m
Vd		8,85	kN

CARGAS		
	KN/m ²	KN/m
P.P.	0,135	0,081
C.P.	2,500	1,500
S.U.	2,000	1,200
NIEVE	0,000	0,000

RESUMEN								
		C.P.		C.P. + S.U.			FLECHAS	
		C.Plazo	L.Plazo	C.Plazo	L.Plazo		LÍMITE	f.máx
ALAS	Comp.	0,16	0,26	0,29	0,28	INTEGRIDAD	15,00	12,32
	Tracción	0,24	0,40	0,44	0,43			
ALMA	Comp.	0,14	0,27	0,25	0,34	CONFORT	12,86	3,96
	Tracción	0,17	0,33	0,31	0,42			
Tensiones rodadura		0,50	0,85	0,93	0,92	APARIENCIA	15,00	14,76
l.máx		0,50	0,85	0,93	0,92			
								CUMPLE

COMBINACIÓN 1. CARGA PERMANENTE

LARGO PLAZO (Efecto final)

Tensiones normales en las alas

Tensión media en el ala comprimida

$\sigma_{f,c,d}$	1,46N/mm ²
$f_{f,c,d}$	5,67N/mm ²
$I_{c,0}$	0,26 CUMPLE

Tensión media en el ala traccionada

$\sigma_{f,t,d}$	1,44N/mm ²
$f_{f,c,d}$	3,63N/mm ²
$I_{t,0}$	0,40 CUMPLE

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	3,05N/mm ²
$f_{w,c,d}$	11,52N/mm ²
$I_{c,0}$	0,27 CUMPLE

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	3,02N/mm ²
$f_{w,t,d}$	9,22N/mm ²
$I_{t,0}$	0,33 CUMPLE

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$

$T_{mean,d}$	0,31N/mm ²
$f_{v,90,d}$	0,37N/mm ²
I_v	0,85 CUMPLE

CORTO PLAZO (Efecto instantáneo)

Tensiones normales en las alas

Tensión media en el ala comprimida

$\sigma_{f,c,d}$	1,52N/mm ²
$f_{f,c,d}$	9,92N/mm ²
$I_{c,0}$	0,16 CUMPLE

Tensión media en el ala traccionada

$\sigma_{f,t,d}$	1,50N/mm ²
$f_{f,c,d}$	6,36N/mm ²
$I_{t,0}$	0,24 CUMPLE

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	2,03N/mm ²
$f_{w,c,d}$	15,36N/mm ²
$I_{c,0}$	0,14 CUMPLE

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	2,01N/mm ²
$f_{w,t,d}$	12,29N/mm ²
$I_{t,0}$	0,17 CUMPLE

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$

$T_{mean,d}$	0,32N/mm ²
$f_{v,90,d}$	0,64N/mm ²
I_v	0,50 CUMPLE

COMBINACIÓN 2. CARGA PERMANENTE + SOBRECARGAS DE USO

LARGO PLAZO (Efecto final)

Tensiones normales en las alas

Tensión media en el ala comprimida

$\sigma_{f,c,d}$	2,71	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	9,92	N/mm ²
$I_{c,0}$	0,28	CUMPLE

Tensión media en el ala traccionada

$\sigma_{f,t,d}$	2,69	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	6,36	N/mm ²
$I_{t,0}$	0,43	CUMPLE

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	5,12	N/mm ²
$f_{w,c,d}$	15,36	N/mm ²
$I_{c,0}$	0,34	CUMPLE

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	5,07	N/mm ²
$f_{w,t,d}$	12,29	N/mm ²
$I_{t,0}$	0,42	CUMPLE

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$$

$T_{mean,d}$	0,59	N/mm ²
$f_{v,90,d}$	0,64	N/mm ²
I_v	0,92	CUMPLE

CORTO PLAZO (Efecto instantáneo)

Tensiones normales en las alas

Tensión media en el ala comprimida

$\sigma_{f,c,d}$	2,80	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	9,92	N/mm ²
$I_{c,0}$	0,29	CUMPLE

Tensión media en el ala traccionada

$\sigma_{f,t,d}$	2,77	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	6,36	N/mm ²
$I_{t,0}$	0,44	CUMPLE

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	3,75	N/mm ²
$f_{w,c,d}$	15,36	N/mm ²
$I_{c,0}$	0,25	CUMPLE

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	3,70	N/mm ²
$f_{w,t,d}$	12,29	N/mm ²
$I_{t,0}$	0,31	CUMPLE

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$$

$T_{mean,d}$	0,59	N/mm ²
$f_{v,90,d}$	0,64	N/mm ²
I_v	0,93	CUMPLE

CARGA PERMANENTE

Tensiones normales en las alas

Compresión

$\sigma_{f,c,d}$	1,46	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tracción

$\sigma_{f,t,d}$	1,44	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	3,05	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	3,02	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$$

$T_{mean,d}$	0,32	N/mm ²
--------------	------	-------------------

SOBRECARGA DE USO

Tensiones normales en las alas

Compresión

$\sigma_{f,c,d}$	1,26	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tracción

$\sigma_{f,t,d}$	1,25	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	2,07	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	2,05	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$$

$T_{mean,d}$	0,27	N/mm ²
--------------	------	-------------------

PARÁMETROS	EFECTO INSTANTÁNEO	$E_{0,mean}$	11.500,0	N/mm ²
		$G_{0,mean}$	650,0	N/mm ²
	DEFORMACIÓN POR FLUENCIA	$E_{0,mean}$	7.187,5	N/mm ²
		$G_{0,mean}$	406,3	N/mm ²

CRITERIO DE INTEGRIDAD L/ 300
15,00 mm

CARGA PERMANENTE

Flexión

$f_{1,i}$ 4,58 mm
 $f_{1,fin}$ 11,00 mm
 f_1 **6,42** mm

Cortante

$f_{2,i}$ 0,64 mm
 $f_{2,fin}$ 1,03 mm
 f_2 **0,38** mm

SOBRECARGA DE USO

Flexión

$f_{3,i}$ 3,47 mm

Cortante

$f_{4,i}$ 0,49 mm

SOBRECARGA DE USO (CASI PERMANENTE)

Flexión

$f_{5,i}$ 1,04 mm
 $f_{5,fin}$ 2,50 mm
 f_5 **1,46** mm

Cortante

$f_{6,i}$ 0,15 mm
 $f_{6,fin}$ 0,23 mm
 f_6 **0,09** mm

f_{total} 12,32 mm
CUMPLE

CRITERIO DE CONFORT L/ 350
12,86 mm

SOBRECARGA DE USO

Flexión

$f_{3,i}$ 3,47 mm

Cortante

$f_{4,i}$ 0,49 mm

f_{total} 3,96 mm

CUMPLE

CRITERIO DE APARIENCIA L/ 300
15,00 mm

SOBRECARGA DE USO

q 1,941 kN/m

Flexión

$f_{7,fin}$ 13,50 mm

Cortante

$f_{4,i}$ 1,26 mm

f_{total} 14,76 mm

CUMPLE

2. CÁLCULO EN SITUACIÓN DE INCENDIO.

CARACTERÍSTICAS		
ALMA		
Tipo de Madera		MADERA LAMINADA ENCOLADA
Clase Resistente		GL24h
f _{m,k}	24,0	N/mm ²
f _{c,0,k}	24,0	N/mm ²
f _{t,0,k}	19,2	N/mm ²
f _{v,g,k}	3,5	N/mm ²
E _{0,g,mean}	11.500,0	N/mm ²
G _{90,g,mean}	650,0	N/mm ²
Clase de Servicio		MADERA LAMINADA ENCOLADA (1)
K _{r,def}	0,60	
K _{mod}	0,60	PERMANENTE
	0,70	LARGA
	0,80	MEDIA
	0,90	CORTA
	1,10	INSTANTÁNEA
Y _M	1,00	
ALAS		
Tipo de Madera		LVL y OSB
Clase Resistente		OSB/4
f _{c,0,k}	17,0	N/mm ²
f _{t,0,k}	10,9	N/mm ²
E _{0,g,mean}	6.780,0	N/mm ²
G _{90,g,mean}	1.090,0	N/mm ²
f _{v,g,k}	6,9	N/mm ²
f _{r,g,k}	1,1	N/mm ²
Clase de Servicio		OSB (1)
K _{r,def}	1,50	
K _{mod}	0,40	PERMANENTE
	0,50	LARGA
	0,70	MEDIA
	0,90	CORTA
	1,10	INSTANTÁNEA
Y _M	1,0	

GEOMETRÍA		
ALMA		
h_w	120	mm
b_w	80	mm
ALAS		
$h_{f,ef}$	12,00	mm
$b_{ef,c}$	370	mm
$b_{ef,t}$	600	mm
Longitud	4500	mm
Interje	600	mm

Arrastre por cortante	0,15 · l
	675 mm
Abolladura	25 · h_f
	300 mm
Long.libre	520 mm

INCENDIO		
t	90,0	min
β	0,7	mm/min
k_0	1,0	
d_{car}	70	mm
h_f	82	mm

DATOS			
Clase Servicio		MADERA LAMINADA ENCOLADA (1)	
Duración		Media	
Uso		Residencial	
C.P.	1,58	kN/m	
S.U.	1,20	kN/m	
ψ2	0,3		

SECCIÓN HOMOGENEIZADA			
INSTANTÁNEAS			
K _E	0,59		
I _y	40.449.041		mm ⁴
L.PLAZO (C.P.)			
K _E	0,38		
I _y	30.182.233		mm ⁴
L.PLAZO (S.U.)			
K _E	0,48		
I _y	35.148.117		mm ⁴

SOLICITACIONES			
CARGA PERMANENTE			
Md		4,00	KN·m
Vd		3,56	kN
SOBRECARGA DE USO			
Md		3,04	KN·m
Vd		2,70	kN
C.P.+S.U.			
Md		7,04	KN·m
Vd		6,26	kN

CARGAS		
	KN/m ²	KN/m
P.P.	0,135	0,081
C.P.	2,500	1,500
S.U.	2,000	1,200
NIEVE	0,000	0,000

RESUMEN								
		C.P.		C.P. + S.U.			FLECHAS	
		C.Plazo	L.Plazo	C.Plazo	L.Plazo		LÍMITE	f.máx
ALAS	Comp.	0,36	0,53	0,63	0,55	INTEGRIDAD	-	-
	Tracción	0,46	0,71	0,80	0,74		-	-
ALMA	Comp.	0,35	0,60	0,61	0,75	CONFORT	-	-
	Tracción	0,35	0,64	0,61	0,79		-	-
Tensiones rodadura		0,37	0,56	0,64	0,62	APARIENCIA	-	-
l.máx		0,46	0,71	0,80	0,79		-	-

COMBINACIÓN 1. CARGA PERMANENTE

LARGO PLAZO (Efecto final)

Tensiones normales en las alas

Tensión media en el ala comprimida

$\sigma_{f,c,d}$	3,55	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	6,80	N/mm ²
$I_{c,0}$	0,53	CUMPLE

Tensión media en el ala traccionada

$\sigma_{f,t,d}$	3,06	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	4,36	N/mm ²
$I_{t,0}$	0,71	CUMPLE

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	8,61	N/mm ²
$f_{w,c,d}$	14,40	N/mm ²
$I_{c,0}$	0,60	CUMPLE

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	7,30	N/mm ²
$f_{w,t,d}$	11,52	N/mm ²
$I_{t,0}$	0,64	CUMPLE

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$$

$\tau_{mean,d}$	0,24	N/mm ²
$f_{v,90,d}$	0,44	N/mm ²
I_v	0,56	CUMPLE

CORTO PLAZO (Efecto instantáneo)

Tensiones normales en las alas

Tensión media en el ala comprimida

$\sigma_{f,c,d}$	4,23	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	11,90	N/mm ²
$I_{c,0}$	0,36	CUMPLE

Tensión media en el ala traccionada

$\sigma_{f,t,d}$	3,47	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	7,63	N/mm ²
$I_{t,0}$	0,46	CUMPLE

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	6,58	N/mm ²
$f_{w,c,d}$	19,20	N/mm ²
$I_{c,0}$	0,35	CUMPLE

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	5,29	N/mm ²
$f_{w,t,d}$	15,36	N/mm ²
$I_{t,0}$	0,35	CUMPLE

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$$

$\tau_{mean,d}$	0,28	N/mm ²
$f_{v,90,d}$	0,77	N/mm ²
I_v	0,37	CUMPLE

COMBINACIÓN 2. CARGA PERMANENTE + SOBRECARGAS DE USO

LARGO PLAZO (Efecto final)

Tensiones normales en las alas

Tensión media en el ala comprimida

$\sigma_{f,c,d}$	6,49	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	11,90	N/mm ²
$l_{c,0}$	0,55	CUMPLE

Tensión media en el ala traccionada

$\sigma_{f,t,d}$	5,59	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	7,63	N/mm ²
$l_{t,0}$	0,74	CUMPLE

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	14,22	N/mm ²
$f_{w,c,d}$	19,20	N/mm ²
$l_{c,0}$	0,75	CUMPLE

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	12,06	N/mm ²
$f_{w,t,d}$	15,36	N/mm ²
$l_{t,0}$	0,79	CUMPLE

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$

$\tau_{mean,d}$	0,47	N/mm ²
$f_{v,90,d}$	0,77	N/mm ²
l_v	0,62	CUMPLE

CORTO PLAZO (Efecto instantáneo)

Tensiones normales en las alas

Tensión media en el ala comprimida

$\sigma_{f,c,d}$	7,44	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	11,90	N/mm ²
$l_{c,0}$	0,63	CUMPLE

Tensión media en el ala traccionada

$\sigma_{f,t,d}$	6,10	N/mm ²
$f_{f,c,d}$	7,63	N/mm ²
$l_{t,0}$	0,80	CUMPLE

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	11,58	N/mm ²
$f_{w,c,d}$	19,20	N/mm ²
$l_{c,0}$	0,61	CUMPLE

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	9,31	N/mm ²
$f_{w,t,d}$	15,36	N/mm ²
$l_{t,0}$	0,61	CUMPLE

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$

$\tau_{mean,d}$	0,49	N/mm ²
$f_{v,90,d}$	0,77	N/mm ²
l_v	0,64	CUMPLE

CARGA PERMANENTE

Tensiones normales en las alas

Compresión

$\sigma_{f,c,d}$	3,55	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tracción

$\sigma_{f,t,d}$	3,06	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	8,61	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	7,30	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$

$\tau_{mean,d}$	0,28	N/mm ²
-----------------	------	-------------------

SOBRECARGA DE USO

Tensiones normales en las alas

Compresión

$\sigma_{f,c,d}$	2,94	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tracción

$\sigma_{f,t,d}$	2,53	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tensiones normales en el alma

Compresión

$\sigma_{w,c,d}$	5,61	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Tracción

$\sigma_{w,t,d}$	4,76	N/mm ²
------------------	------	-------------------

Sup. Críticas a tensiones tangenciales de rodadura

$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d}$

$\tau_{mean,d}$	0,20	N/mm ²
-----------------	------	-------------------

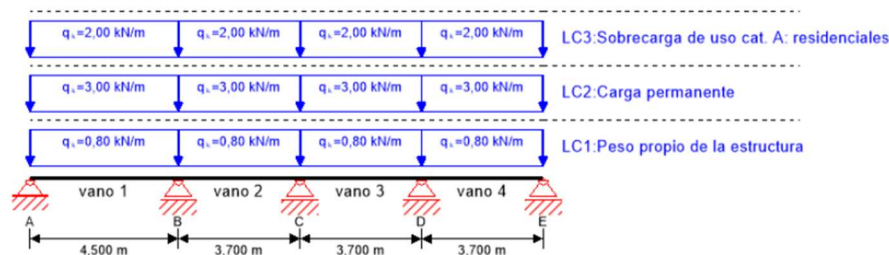
ANEXO IV- DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE LOS PANELES DE FORJADO (CLT 24).

En el presente Anexo se exponen los cálculos pertinentes a los forjados definidos en el estudio mediante la tipología “Cross Laminated Timber”. Dado que las propiedades mecánicas de este tipo de paneles varían en función de la dirección, puesto que la dirección principal cambia 90° en cada capa con respecto a la anterior, se ha recurrido al software de cálculo online “Calculatis” del fabricante Estora Enso.

Los datos obtenidos con este software sirven puramente para tener un orden de magnitud del canto que se ha de disponer al panel.

1. DIMENSIONAMIENTO DEL FORJADO TIPO.

Sistema

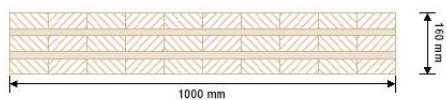


Índice de aprovechamiento total

46 %

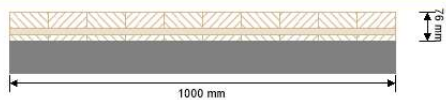
ULS	25 %	ULS Fuego	38 %	SLS	46 %	SLS Vibración	0 %	Apoyos	12 %
-----	------	-----------	------	-----	------	---------------	-----	--------	------

Sección: CLT 160 L5s



Capa	Espesor	Orientación	Material
1	40,0 mm	0°	C24 Abeto
2	20,0 mm	90°	C24 Abeto
3	40,0 mm	0°	C24 Abeto
4	20,0 mm	90°	C24 Abeto
5	40,0 mm	0°	C24 Abeto
t _{CLT}	160,0 mm		

Sección Fuego: CLT 160 L5s



Capa	Espesor	Orientación	Material
1	40,0 mm	0°	C24 Abeto
2	20,0 mm	90°	C24 Abeto
3	16,0 mm	0°	C24 Abeto
t _{CLT}	76,0 mm		

Clase de resistencia al fuego: R 90

Estratigrafía para protección al fuego : Sin elementos adicionales de protección al fuego

Clase	Resistencia	Resistencia	Resistencia	Resistencia	Resistencia
k ₀	d ₀	d _{char,0,h}	d _{ef,h}	d _{char,0,v}	d _{ef,v}
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	7	77,0	84,0	0,0	0,0

Valores del material

Material	f _{m,k}	f _{t,0,k}	f _{t,90,k}	f _{c,0,k}	f _{c,90,k}	f _{v,k}	f _{r,k} min	E _{0,mean}	G _{mean}	G _{r,mean}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 Abeto	24,00	14,00	0,35	21,00	2,40	4,00	1,25	12.500,00	690,00	50,00

carga

Combinaciones de cargas

	Tipo de caso de carga	Typ	Duración	Kmod	γ _{inf}	γ _{sup}	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
LC1	Peso propio de la estructura	G	Permanente	0,6	0,8	1,35	1	1	1
LC2	Carga permanente	G	Permanente	0,6	0,8	1,35	1	1	1
LC3	Sobrecarga de uso cat. A: residenciales	Q	Media duración	0,8	0	1,5	0,7	0,5	0,3

LC1: Peso propio de la estructura

Carga uniformemente distribuida	
vano	Carga al principio
	[kN/m]
1	0,80
2	0,80
3	0,80
4	0,80

LC2: Carga permanente

Carga uniformemente distribuida	
vano	Carga al principio
	[kN/m]
1	3,00
2	3,00
3	3,00
4	3,00

LC3: Sobrecarga de uso cat. A: residenciales

Carga uniformemente distribuida	
vano	Carga al principio
	[kN/m]
1	2,00
2	2,00
3	2,00
4	2,00

ULS Combinaciones

	Regla de combinación
LCO1	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2$
LCO2	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC3$

ULS Combinaciones Fuego

	Regla de combinación
LCO3	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2$
LCO4	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,30 * LC3$

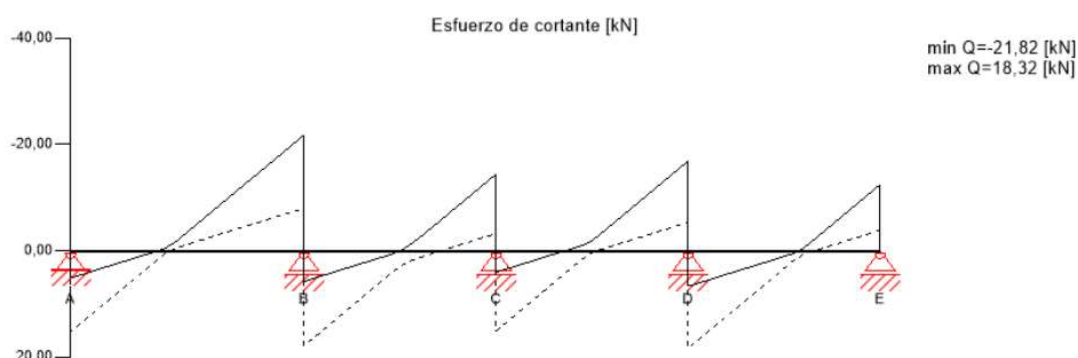
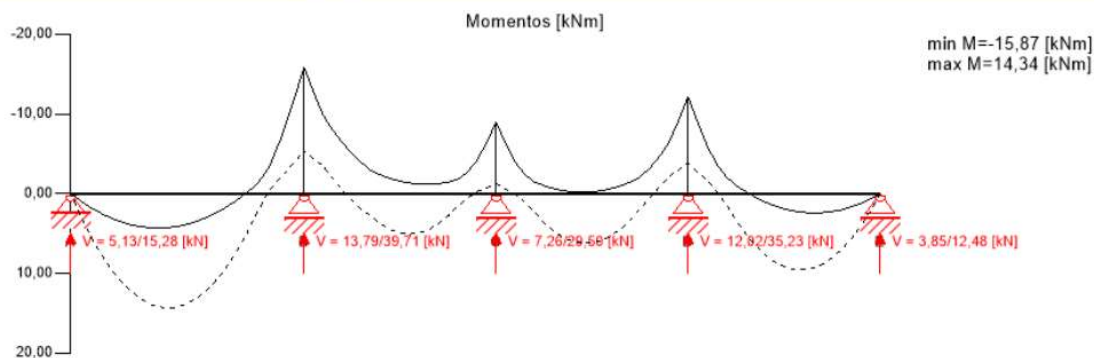
SLS Característico Combinación

	Regla de combinación
LCO5	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2$
LCO6	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * LC3$

SLS Casi permanente Combinación

	Regla de combinación
LCO7	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2$
LCO8	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,30 * LC3$

Comprobación en estado límite último (ELU) - Resultados



ULS Comprobación a flexión

vano	dist.	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	Índice	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
1	4,5	24,00	1,25	0,80	1,10	16,90	-15,87	-4,18	25 %	LCO2
2	0,0	24,00	1,25	0,80	1,10	16,90	-15,87	-4,18	25 %	LCO2
3	3,7	24,00	1,25	0,80	1,10	16,90	-12,15	-3,20	19 %	LCO2
4	0,0	24,00	1,25	0,80	1,10	16,90	-12,15	-3,20	19 %	LCO2

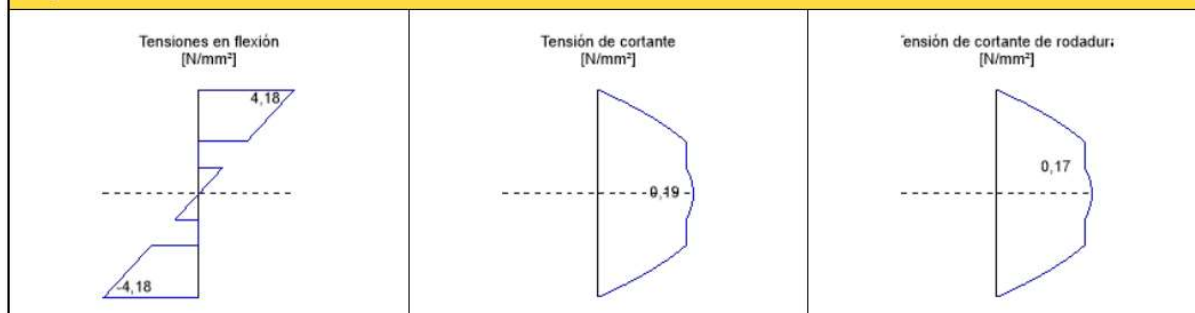
ULS Ánálisis de cortantes

vano	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$T_{v,d}$	Índice	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	4,5	4,00	1,25	0,80	2,56	-21,82	0,19	7 %	LCO2
2	0,0	4,00	1,25	0,80	2,56	17,89	0,15	6 %	LCO2
3	3,7	4,00	1,25	0,80	2,56	-16,90	0,14	6 %	LCO2
4	0,0	4,00	1,25	0,80	2,56	18,32	0,16	6 %	LCO2

ULS Cortante de rodadura

vano	dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$T_{r,d}$	Índice	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	4,5	1,25	1,25	0,80	0,80	-21,82	0,17	22 %	LCO2
2	0,0	1,25	1,25	0,80	0,80	17,89	0,14	18 %	LCO2
3	3,7	1,25	1,25	0,80	0,80	-16,90	0,13	17 %	LCO2
4	0,0	1,25	1,25	0,80	0,80	18,32	0,14	18 %	LCO2

Diagrama de tensiones



Análisis de tensiones en flexión

$M_{y,d} = -15,87$ kNm	$f_{m,k} = 24,00$ N/mm ²
$N_{t,d} = 0,00$ kN	$\gamma_m = 1,25$ -
	$k_{mod} = 0,80$ -
	$k_{sys,y} = 1,10$ -
	$k_{hm} = 1,00$ -
	$k_i = 1,00$ -
$\sigma_{t,d} = 0,00$ N/mm ²	$f_{t,d} = 8,96$ N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} = -4,18$ N/mm ² <	$f_{m,y,d} = 16,90$ N/mm ² ✓

Índice de aprovechamiento

25 %

Análisis de la tensión del cortante

$V_d = -$ kN	$f_{v,k} = 4,00$ N/mm ²
21,82	$\gamma_m = 1,25$
	$k_{mod} = 0,80$
$\tau_{v,d} = 0,19$ N/mm ² <	$f_{v,d} = 2,56$ N/mm ² ✓

Índice de aprovechamiento

7 %

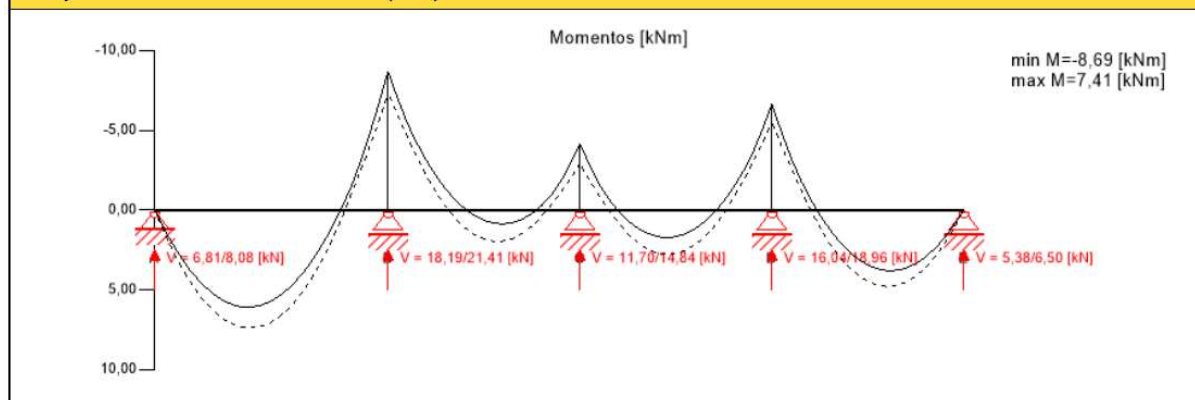
Análisis del cortante de rodadura

$V_d = -21,82$ kN	$f_{r,k} = 1,25$ N/mm ²
	$\gamma_m = 1,25$ -
	$k_{mod} = 0,80$ -
$\tau_{r,d} = 0,17$ N/mm ² <	$f_{r,d} = 0,80$ N/mm ² ✓

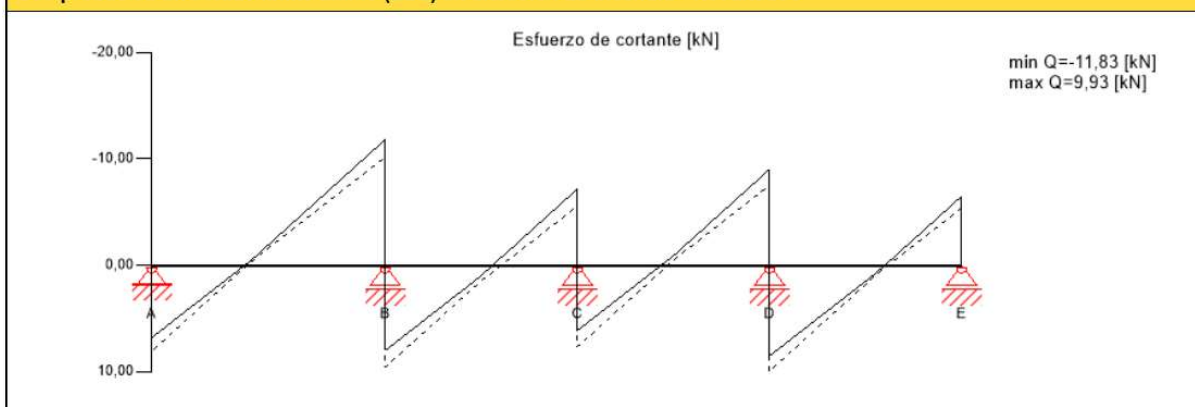
Índice de aprovechamiento

22 %

Comprobación en estado límite último (ELU) en situación de incendio - Resultados



Comprobación en estado límite último (ELU) en situación de incendio - Resultados



ULS Fuego Comprobación a flexión

vano	dist.	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	k_{fi}	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	Índice	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
1	4,5	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-8,69	-11,48	38 %	LCO4
2	0,0	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-8,69	-11,48	38 %	LCO4
3	3,7	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-6,64	-8,77	29 %	LCO4
4	0,0	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-6,64	-8,77	29 %	LCO4

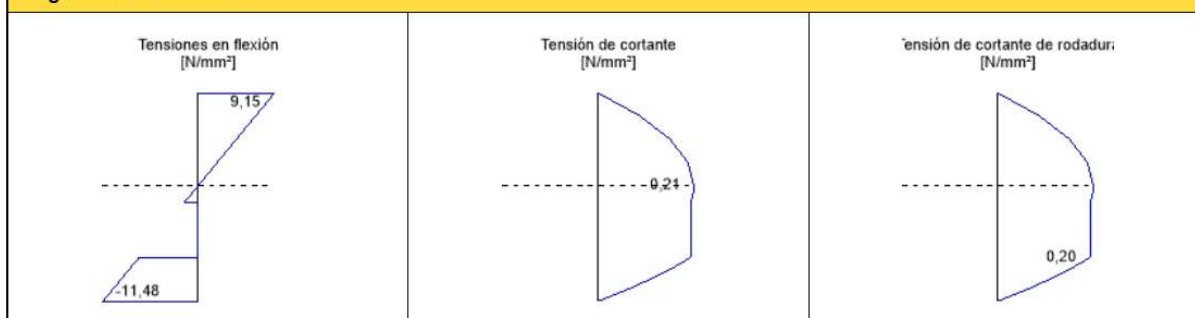
ULS Fuego Análisis de cortantes

vano	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	Índice	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	4,5	4,00	1,00	1,00	1,15	4,60	-11,83	0,21	5 %	LCO4
2	0,0	4,00	1,00	1,00	1,15	4,60	9,58	0,17	4 %	LCO4
3	3,7	4,00	1,00	1,00	1,15	4,60	-9,03	0,16	3 %	LCO4
4	0,0	4,00	1,00	1,00	1,15	4,60	9,93	0,18	4 %	LCO4

ULS Fuego Cortante de rodadura

vano	dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	Índice	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	4,5	1,25	1,00	1,00	1,15	1,44	-11,83	0,20	14 %	LCO4
2	0,0	1,25	1,00	1,00	1,15	1,44	9,58	0,16	11 %	LCO4
3	3,7	1,25	1,00	1,00	1,15	1,44	-9,03	0,15	11 %	LCO4
4	0,0	1,25	1,00	1,00	1,15	1,44	9,93	0,17	12 %	LCO4

Diagrama de tensiones



Análisis de tensiones en flexión Fuego

$M_{y,d} =$	-8,69 kNm	$f_{m,k} =$	24,00 N/mm ²
$N_{t,d} =$	0,00 kN	$\gamma_m =$	1,00 -
		$k_{mod} =$	1,00 -
		$k_{sys,y} =$	1,10 -
		$k_{hm} =$	1,00 -
		$k_i =$	1,00 -
		$k_{fi} =$	1,15 -
$\sigma_{t,d} =$	0,00 N/mm ²	$f_{t,d} =$	16,10 N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	-11,48 N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	30,36 N/mm ²

Índice de aprovechamiento

38 %

Análisis de la tensión del cortante Fuego

$V_d =$	- kN	$f_{v,k} =$	4,00 N/mm ²
	11,83	$\gamma_m =$	1,00
		$k_{mod} =$	1,00
		$k_{fi} =$	1,15
$\tau_{v,d} =$	0,21 N/mm ²	$f_{v,d} =$	4,60 N/mm ²

Índice de aprovechamiento

5 %

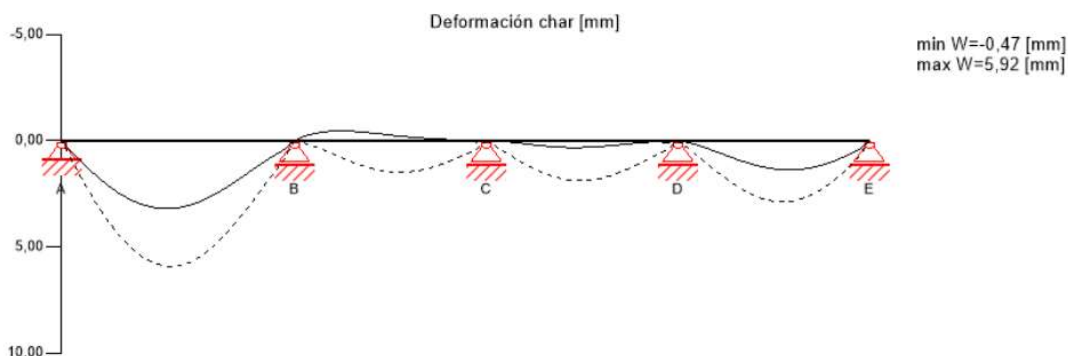
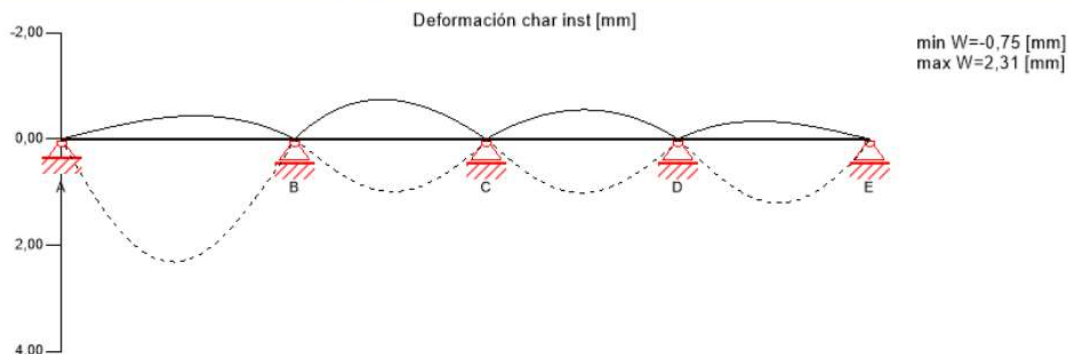
Análisis del cortante de rodadura Fuego

$V_d =$	-11,83 kN	$f_{r,k} =$	1,25 N/mm ²
		$\gamma_m =$	1,00 -
		$k_{mod} =$	1,00 -
		$k_{fi} =$	1,15 -
$\tau_{r,d} =$	0,20 N/mm ²	$f_{r,d} =$	1,44 N/mm ²

Índice de aprovechamiento

14 %

Comprobación en estado límite de servicio (ELS) - Resultados



$w_{inst} = w[char,inst]$

vano	Límite	w_{limit}	$w_{calc.}$	Índice
	[-]	[mm]	[mm]	
1	1/350	12,9	2,3	18 %
2	1/350	10,6	1,0	9 %
3	1/350	10,6	1,0	10 %
4	1/350	10,6	1,2	11 %

$w_{fin} = w[char,inst] + w[q.p.]*k_{def}$

vano	Límite	w_{limit}	$w_{calc.}$	Índice
	[-]	[mm]	[mm]	
1	1/400	11,3	4,9	44 %
2	1/400	9,3	1,5	16 %
3	1/400	9,3	1,7	19 %
4	1/400	9,3	2,4	26 %

$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*k_{def}$

vano	Límite	w_{limit}	$w_{calc.}$	Índice
	[-]	[mm]	[mm]	
1	1/300	15,0	6,9	46 %
2	1/300	12,3	1,3	10 %
3	1/300	12,3	1,9	15 %
4	1/300	12,3	3,3	26 %

Comprobación del apoyo

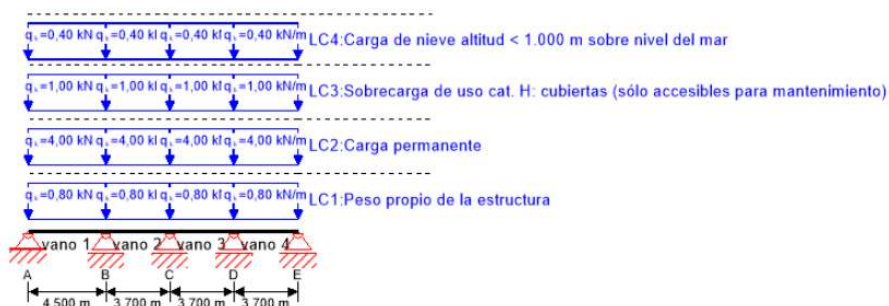
Núm.	Tipo	Anchura	Área	k_{mod}	γ_m	$k_{c,90,k}$	$f_{c,k}$	$f_{c,d}$	V_{max}	V_{min}	$\sigma_{c,d}$		Índice
		[mm]	[cm²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]	[kN]	[kN]	[N/mm²]		
A	CLT 140 C5s	60	900,00	0,80	1,25	1,50	2,40	2,30	15,28	0,00	0,17	LCO2	7 %
B	CLT 140 C5s	60	1200,00	0,80	1,25	1,80	2,40	2,76	39,71	0,00	0,33	LCO2	12 %
C	CLT 140 L5s	60	1200,00	0,80	1,25	1,80	2,40	2,76	29,50	0,00	0,25	LCO2	9 %
D	CLT 140 L5s	60	1200,00	0,80	1,25	1,80	2,40	2,76	35,23	0,00	0,29	LCO2	11 %
E	CLT 140 L5s	60	900,00	0,80	1,25	1,50	2,40	2,30	12,48	0,00	0,14	LCO2	6 %

Reacción en el apoyo

Tipo de caso de carga	k_{mod}	A_v	B_v	C_v	D_v	E_v
		[kN]				
Peso propio de la estructura	0,6	1,46	3,83	2,63	3,38	1,17
		1,46	3,83	2,63	3,38	1,17
Carga permanente	0,6	5,48	14,37	9,87	12,69	4,39
		5,48	14,37	9,87	12,69	4,39
Sobrecarga de uso cat. A: residenciales	0,8	3,94	10,10	8,41	9,02	3,32
		-0,28	-0,52	-1,83	-0,56	-0,40

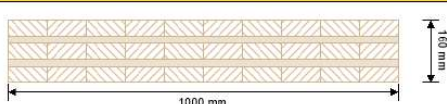
2. DIMENSIONAMIENTO DEL FORJADO CUBIERTA.

Sistema



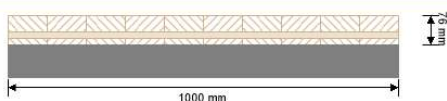
Índice de aprovechamiento total						49 %			
ULS	26 %	ULS Fuego	41 %	SLS	49 %	SLS Vibración	0 %	Apoyos	12 %

Sección: CLT 160 L5s



Capa	Espesor	Orientación	Material
1	40,0 mm	0°	C24 Abeto
2	20,0 mm	90°	C24 Abeto
3	40,0 mm	0°	C24 Abeto
4	20,0 mm	90°	C24 Abeto
5	40,0 mm	0°	C24 Abeto
t _{CLT}	160,0 mm		

Sección Fuego: CLT 160 L5s



Capa	Espesor	Orientación	Material
1	40,0 mm	0°	C24 Abeto
2	20,0 mm	90°	C24 Abeto
3	16,0 mm	0°	C24 Abeto
t _{CLT}	76,0 mm		

Clase de resistencia al fuego: R 90

Estratigrafía para protección al fuego: Sin elementos adicionales de protección al fuego

Tiempo		90 min				
k ₀	d ₀	d _{char,0,h}	d _{ef,h}	d _{char,0,v}	d _{ef,v}	
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
1	7	77,0	84,0	0,0	0,0	

Valores del material

Material	f _{m,k}	f _{t,0,k}	f _{t,90,k}	f _{c,0,k}	f _{c,90,k}	f _{v,k}	f _{r,k min}	E _{0,mean}	G _{mean}	G _{r,mean}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 Abeto	24,00	14,00	0,35	21,00	2,40	4,00	1,25	12.500,00	690,00	50,00

carga

Combinaciones de cargas

	Tipo de caso de carga	Typ	Duración	Kmod	γ _{inf}	γ _{sup}	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
LC1	Peso propio de la estructura	G	Permanente	0,6	0,8	1,35	1	1	1
LC2	Carga permanente	G	Permanente	0,6	0,8	1,35	1	1	1
LC3	Sobrecarga de uso cat. H: cubiertas (sólo accesibles para mantenimiento)	Q	Corta duración	0,9	0	1,5	0	0	0
LC4	Carga de nieve altitud < 1.000 m sobre nivel del mar	Q	Corta duración	0,9	0	1,5	0,5	0,2	0

LC1: Peso propio de la estructura

Carga uniformemente distribuida	
vano	Carga al principio
	[kN/m]
1	0,80
2	0,80
3	0,80
4	0,80

LC2: Carga permanente

Carga uniformemente distribuida	
vano	Carga al principio
	[kN/m]
1	4,00
2	4,00
3	4,00
4	4,00

LC3: Sobrecarga de uso cat. H: cubiertas (sólo accesibles para mantenimiento)

Carga uniformemente distribuida	
vano	Carga al principio
	[kN/m]
1	1,00
2	1,00
3	1,00
4	1,00

LC4: Carga de nieve altitud < 1.000 m sobre nivel del mar

Carga uniformemente distribuida	
vano	Carga al principio
	[kN/m]
1	0,40
2	0,40
3	0,40
4	0,40

ULS Combinaciones

	Regla de combinación
LCO1	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2$
LCO2	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC3$
LCO3	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC3 + 1,50/0,00 * 0,50 * LC4$
LCO4	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC4$
LCO5	$1,35/0,80 * LC1 + 1,35/0,80 * LC2 + 1,50/0,00 * LC4 + 1,50/0,00 * 0,00 * LC3$

ULS Combinaciones Fuego

	Regla de combinación
LCO6	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2$
LCO7	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC3$
LCO8	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC3 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC4$
LCO9	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC4$
LCO10	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC4 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC3$

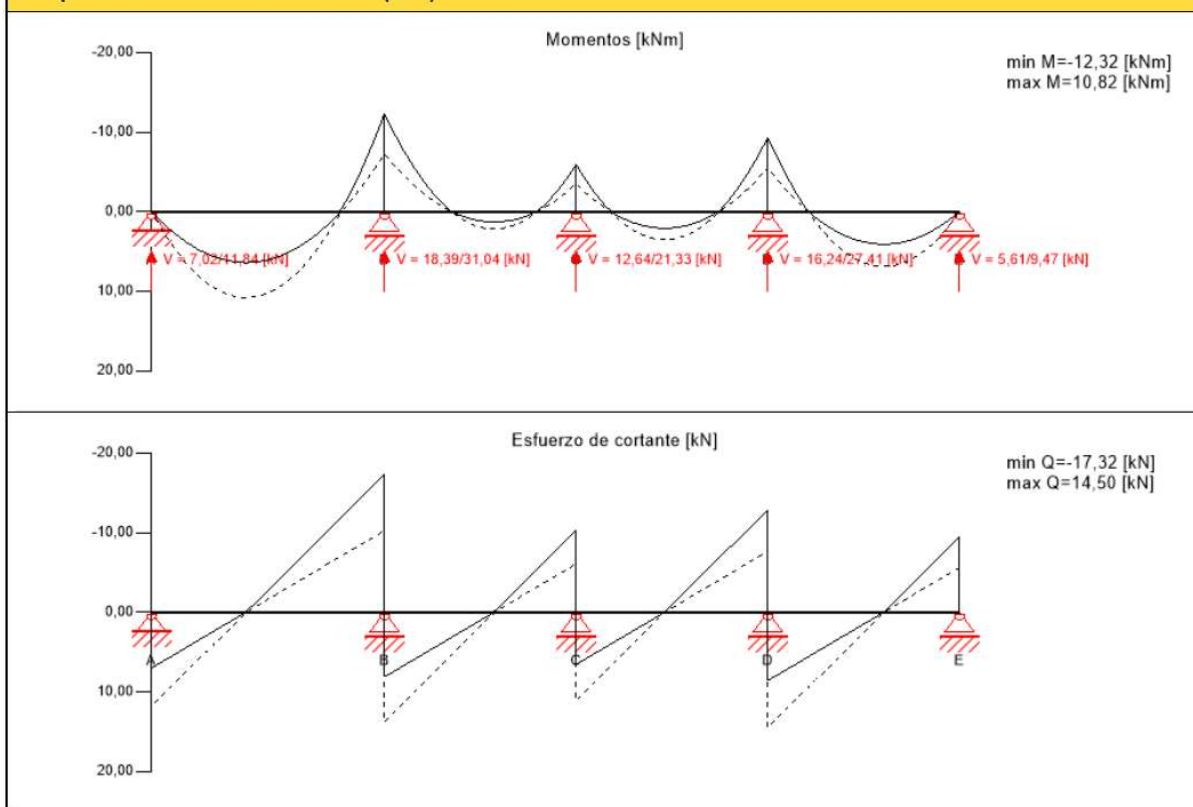
SLS Característico Combinación

	Regla de combinación
LCO11	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2$
LCO12	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * LC3 + 1,00/0,00 * 0,50 * LC4$
LCO13	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * LC4 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC3$

SLS Casi permanente Combinación

	Regla de combinación
LCO14	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2$
LCO15	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC3 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC4$
LCO16	$1,00/1,00 * LC1 + 1,00/1,00 * LC2 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC4 + 1,00/0,00 * 0,00 * LC3$

Comprobación en estado límite último (ELU) - Resultados



ULS Comprobación a flexión

vano	dist.	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	Índice	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
1	4,5	24,00	1,25	0,60	1,10	12,67	-12,32	-3,24	26 %	LCO1
2	0,0	24,00	1,25	0,60	1,10	12,67	-12,32	-3,24	26 %	LCO1
3	3,7	24,00	1,25	0,60	1,10	12,67	-9,31	-2,45	19 %	LCO1
4	0,0	24,00	1,25	0,60	1,10	12,67	-9,31	-2,45	19 %	LCO1

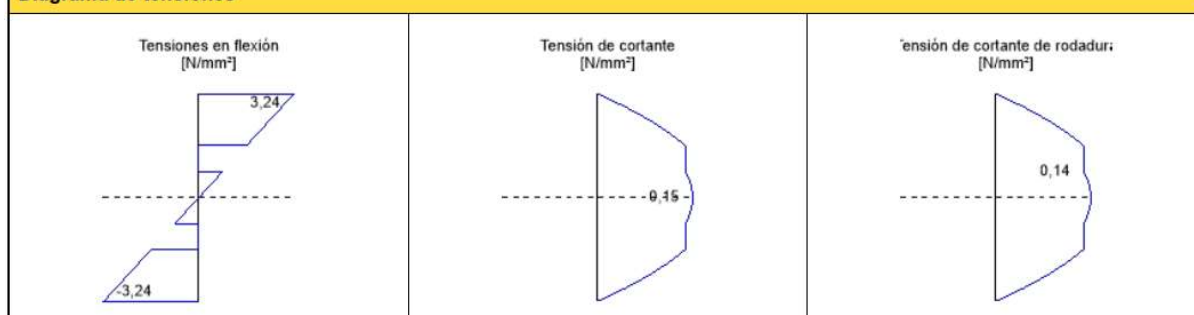
ULS Ánálisis de cortantes

vano	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$T_{v,d}$	Índice	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	4,5	4,00	1,25	0,60	1,92	-17,32	0,15	8 %	LCO1
2	0,0	4,00	1,25	0,60	1,92	13,72	0,12	6 %	LCO1
3	3,7	4,00	1,25	0,60	1,92	-12,91	0,11	6 %	LCO1
4	0,0	4,00	1,25	0,60	1,92	14,50	0,12	6 %	LCO1

ULS Cortante de rodadura

vano	dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$T_{r,d}$	Índice	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	4,5	1,25	1,25	0,60	0,60	-17,32	0,14	23 %	LCO1
2	0,0	1,25	1,25	0,60	0,60	13,72	0,11	18 %	LCO1
3	3,7	1,25	1,25	0,60	0,60	-12,91	0,10	17 %	LCO1
4	0,0	1,25	1,25	0,60	0,60	14,50	0,11	19 %	LCO1

Diagrama de tensiones



Análisis de tensiones en flexión

$M_{y,d} =$	-12,32 kNm	$f_{m,k} =$	24,00 N/mm ²
$N_{t,d} =$	0,00 kN	$\gamma_m =$	1,25 -
		$k_{mod} =$	0,60 -
		$k_{sys,y} =$	1,10 -
		$k_{hm} =$	1,00 -
		$k_i =$	1,00 -
$\sigma_{t,d} =$	0,00 N/mm ²	$f_{t,d} =$	6,72 N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	-3,24 N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	12,67 N/mm ² ✓

Índice de aprovechamiento

26 %

Análisis de la tensión del cortante

$V_d =$	- kN	$f_{v,k} =$	4,00 N/mm ²
	17,32	$\gamma_m =$	1,25
		$k_{mod} =$	0,60
$\tau_{v,d} =$	0,15 N/mm ²	$f_{v,d} =$	1,92 N/mm ² ✓

Índice de aprovechamiento

8 %

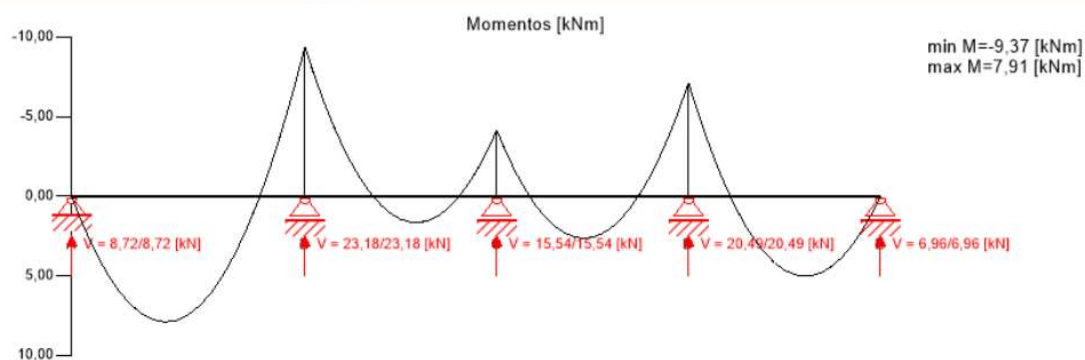
Análisis del cortante de rodadura

$V_d =$	-17,32 kN	$f_{r,k} =$	1,25 N/mm ²
		$\gamma_m =$	1,25 -
		$k_{mod} =$	0,60 -
$\tau_{r,d} =$	0,14 N/mm ²	$f_{r,d} =$	0,60 N/mm ² ✓

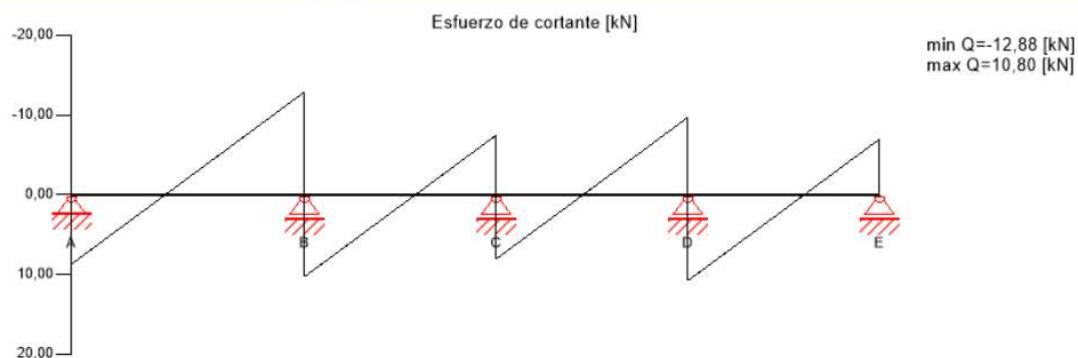
Índice de aprovechamiento

23 %

Comprobación en estado límite último (ELU) en situación de incendio - Resultados



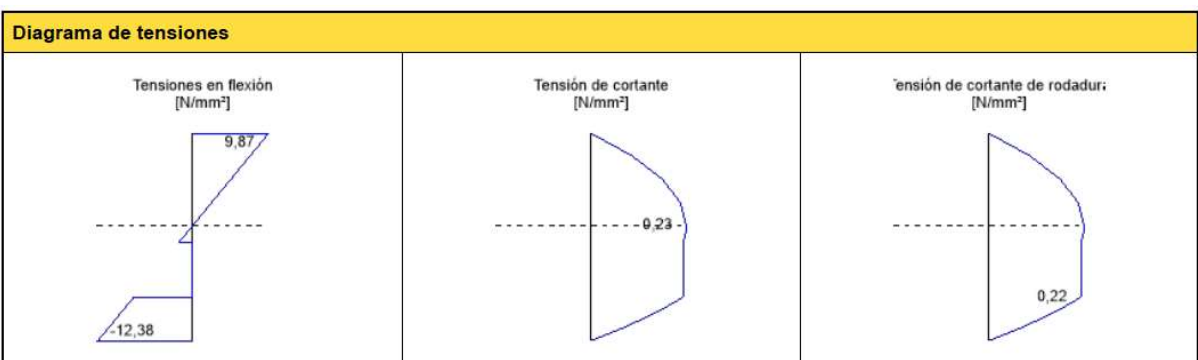
Comprobación en estado límite último (ELU) en situación de incendio - Resultados



ULS Fuego Comprobación a flexión											
vano	dist.	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	k_{fi}	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	Índice	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
1	4,5	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-9,37	-12,38	41 %	LCO6
2	0,0	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-9,37	-12,38	41 %	LCO6
3	3,7	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-7,12	-9,41	31 %	LCO6
4	0,0	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-7,12	-9,41	31 %	LCO6

ULS Fuego Análisis de cortantes											
vano	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$f_{v,d}$	V_d	$T_{v,d}$	Índice		
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]			
1	4,5	4,00	1,00	1,00	1,15	4,60	-12,88	0,23	5 %	LCO6	
2	0,0	4,00	1,00	1,00	1,15	4,60	10,30	0,18	4 %	LCO6	
3	3,7	4,00	1,00	1,00	1,15	4,60	-9,69	0,17	4 %	LCO6	
4	0,0	4,00	1,00	1,00	1,15	4,60	10,80	0,19	4 %	LCO6	

ULS Fuego Cortante de rodadura											
vano	dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$f_{r,d}$	V_d	$T_{r,d}$	Índice		
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]			
1	4,5	1,25	1,00	1,00	1,15	1,44	-12,88	0,22	15 %	LCO6	
2	0,0	1,25	1,00	1,00	1,15	1,44	10,30	0,18	12 %	LCO6	
3	3,7	1,25	1,00	1,00	1,15	1,44	-9,69	0,17	12 %	LCO6	
4	0,0	1,25	1,00	1,00	1,15	1,44	10,80	0,19	13 %	LCO6	



Análisis de tensiones en flexión Fuego

$M_{y,d} =$	-9,37 kNm	$f_{m,k} =$	24,00 N/mm ²
$N_{t,d} =$	0,00 kN	$\gamma_m =$	1,00 -
		$k_{mod} =$	1,00 -
		$k_{sys,y} =$	1,10 -
		$k_{nm} =$	1,00 -
		$k_i =$	1,00 -
		$k_{fi} =$	1,15 -
$\sigma_{t,d} =$	0,00 N/mm ²	$f_{t,d} =$	16,10 N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	-12,38 N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	30,36 N/mm ² ✓

Índice de aprovechamiento

41 %

Análisis de la tensión del cortante Fuego

$V_d =$	- kN	$f_{v,k} =$	4,00 N/mm ²
	12,88	$\gamma_m =$	1,00
		$k_{mod} =$	1,00
		$k_{fi} =$	1,15
$T_{v,d} =$	0,23 N/mm ²	$f_{v,d} =$	4,60 N/mm ² ✓

Índice de aprovechamiento

5 %

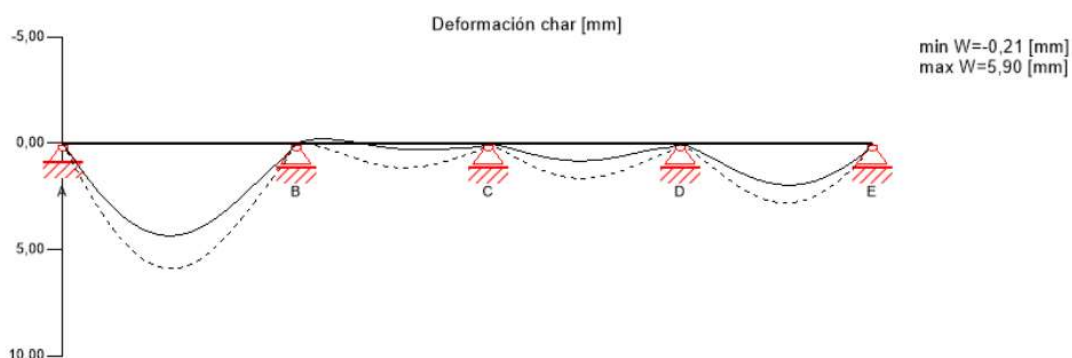
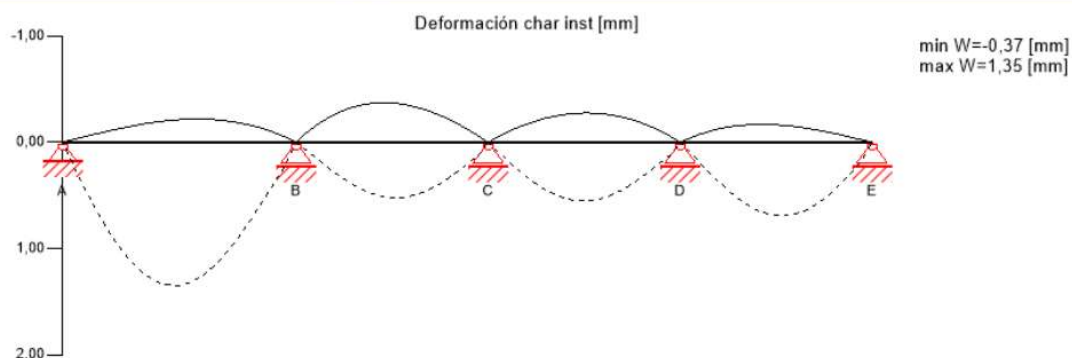
Análisis del cortante de rodadura Fuego

$V_d =$	-12,88 kN	$f_{r,k} =$	1,25 N/mm ²
		$\gamma_m =$	1,00 -
		$k_{mod} =$	1,00 -
		$k_{fi} =$	1,15 -
$T_{r,d} =$	0,22 N/mm ²	$f_{r,d} =$	1,44 N/mm ² ✓

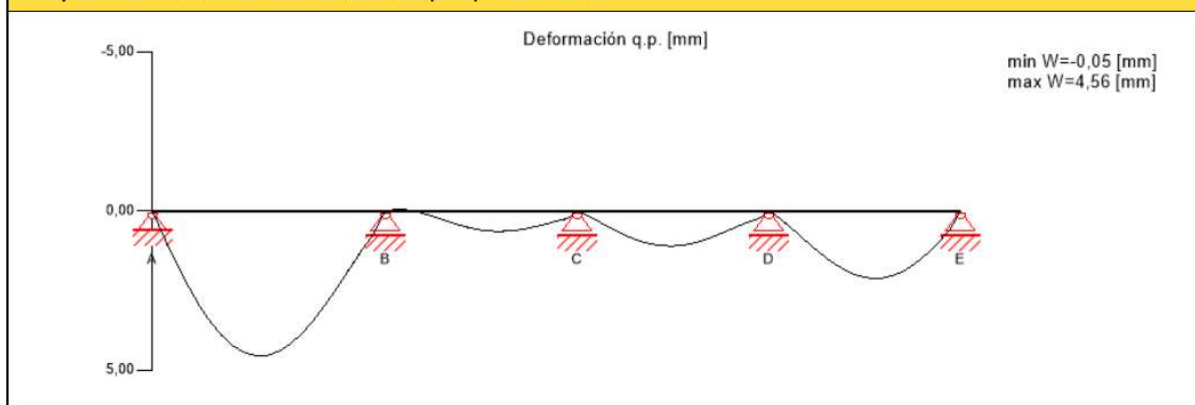
Índice de aprovechamiento

15 %

Comprobación en estado límite de servicio (ELS) - Resultados



Comprobación en estado límite de servicio (ELS) - Resultados



$w_{inst} = w[char, inst]$

vano	Límite [-]	w_{limit} [mm]	$w_{calc.}$ [mm]	Índice
1	1/350	12,9	1,3	10 %
2	1/350	10,6	0,5	5 %
3	1/350	10,6	0,6	5 %
4	1/350	10,6	0,7	7 %

$w_{fin} = w[char, inst] + w[q.p.] \cdot k_{def}$

vano	Límite [-]	w_{limit} [mm]	$w_{calc.}$ [mm]	Índice
1	1/400	11,3	4,1	36 %
2	1/400	9,3	0,9	10 %
3	1/400	9,3	1,2	13 %
4	1/400	9,3	2,0	21 %

$w_{net, fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$

vano	Límite [-]	w_{limit} [mm]	$w_{calc.}$ [mm]	Índice
1	1/300	15,0	7,3	49 %
2	1/300	12,3	1,0	8 %
3	1/300	12,3	1,8	14 %
4	1/300	12,3	3,4	28 %

Comprobación del apoyo

Núm.	Tipo	Anchura [mm]	Área [cm ²]	k_{mod} [-]	γ_m [-]	$k_{c,90,k}$ [-]	$f_{c,k}$ [N/mm ²]	$f_{c,d}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{c,d}$ [N/mm ²]		Índice
A	CLT 140 L5s	60	900,00	0,60	1,25	1,50	2,40	1,73	11,84	0,00	0,13	LCO1	8 %
B	CLT 140 L5s	60	1200,00	0,60	1,25	1,80	2,40	2,07	31,04	0,00	0,26	LCO1	12 %
C	CLT 140 L5s	60	1200,00	0,60	1,25	1,80	2,40	2,07	21,33	0,00	0,18	LCO1	9 %
D	CLT 140 L5s	60	1200,00	0,60	1,25	1,80	2,40	2,07	27,41	0,00	0,23	LCO1	11 %
E	CLT 140 L5s	60	900,00	0,60	1,25	1,50	2,40	1,73	9,47	0,00	0,11	LCO1	6 %

Reacción en el apoyo

Tipo de caso de carga	k_{mod}	A_v	B_v	C_v	D_v	E_v
		[kN]				
Peso propio de la estructura	0,6	1,46	3,83	2,63	3,38	1,17
		1,46	3,83	2,63	3,38	1,17
Carga permanente	0,6	7,31	19,16	13,16	16,92	5,85
		7,31	19,16	13,16	16,92	5,85
Sobrecarga de uso cat. H: cubiertas (sólo accesibles para mantenimiento)	0,9	1,97	5,05	4,21	4,51	1,66
		-0,14	-0,26	-0,92	-0,28	-0,20
Carga de nieve altitud < 1.000 m sobre nivel del mar	0,9	0,73	1,92	1,32	1,69	0,58
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

ANEXO V- DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE UNA UNIÓN SEMIRRÍGIDA.

Para la definición geométrica y comprobación de las uniones con capacidad de transmitir momentos flectores se ha tenido en cuenta el método de cálculo indicado en el apartado (4.6.4. Uniones Semirrígidas). Este tipo de uniones son las definidas para el Modelo-1 “Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GL30h)”.

La motivación para definir este tipo de conexiones radica en la traslacionalidad de la estructura, puesto que todas las uniones, a excepción de las aquí definidas, se consideran articuladas. El hecho de dar rigidez a las conexiones entre pilares y vigas principales de planta se traduce en una considerable disminución de la deformación total del edificio y una optimización de las secciones, puesto que ahora en los nudos aparece un momento flector negativo, reduciéndose así la sollicitación a flexión en el centro de vano de las vigas.

Por otro lado, dada la esbeltez de la estructura, se han de establecer numerosos arriostramientos que efectúen la “bajada de cargas”, puesto que la semirrígidez de los nudos de los pórticos no es suficiente para tal fin.

Los pasos seguidos para la consecución de los resultados se indican a continuación:

- 1- Concepción esquemática de la unión.
- 2- Obtención de los esfuerzos solicitantes en la unión.
- 3- Comprobación de la capacidad de carga de la unión y su resistencia a cortadura.
- 4- Análisis del efecto de la semirrígidez, tanto en los Estados Límites Últimos como en los Estados Límites de Servicio.

1. CONCEPCIÓN ESQUEMÁTICA DE LA UNIÓN.

Acorde a lo indicado en el apartado 4.5.1. Pilares y Paneles de soporte, los pilares de la estructura serán dobles, en forma de “H”, y en centro de los mismos descansará el dintel. Los dinteles se han definido como continuos y sus dimensiones son las de la totalidad del ancho de la estructura (14,90 metros). En las zonas intermedias se dispondrán dos apoyos, con la misma geometría que los laterales, concibiendo así un pórtico recto de tres vanos.

2. OBTENCIÓN DE LOS ESFUERZOS SOLICITANTES EN LA UNIÓN.

Los esfuerzos solicitantes en la unión se han obtenido aplicando empotramientos a las uniones que se analizarán a continuación, permitiendo así analizarla con el momento flector actuante. Los arriostramientos (PLA 50 x 100 mm) se aplicarán al modelo una vez se haya establecido la rigidez de los nodos, puesto que de otra forma no se podría realizar un análisis fiable.

Si bien es cierto que las sollicitaciones varían de un enlace a otro de la estructura, se han estudiado los máximos a los que una unión entre viga y pilar se pueden ver sometidos en cualquier hipótesis, puesto que la finalidad del presente estudio es analizar el efecto de la semirrígidez en la totalidad de la estructura.

De este modo, se obtienen los siguientes valores máximos para la definición de la unión semirrígida:

MOMENTO FLECTOR

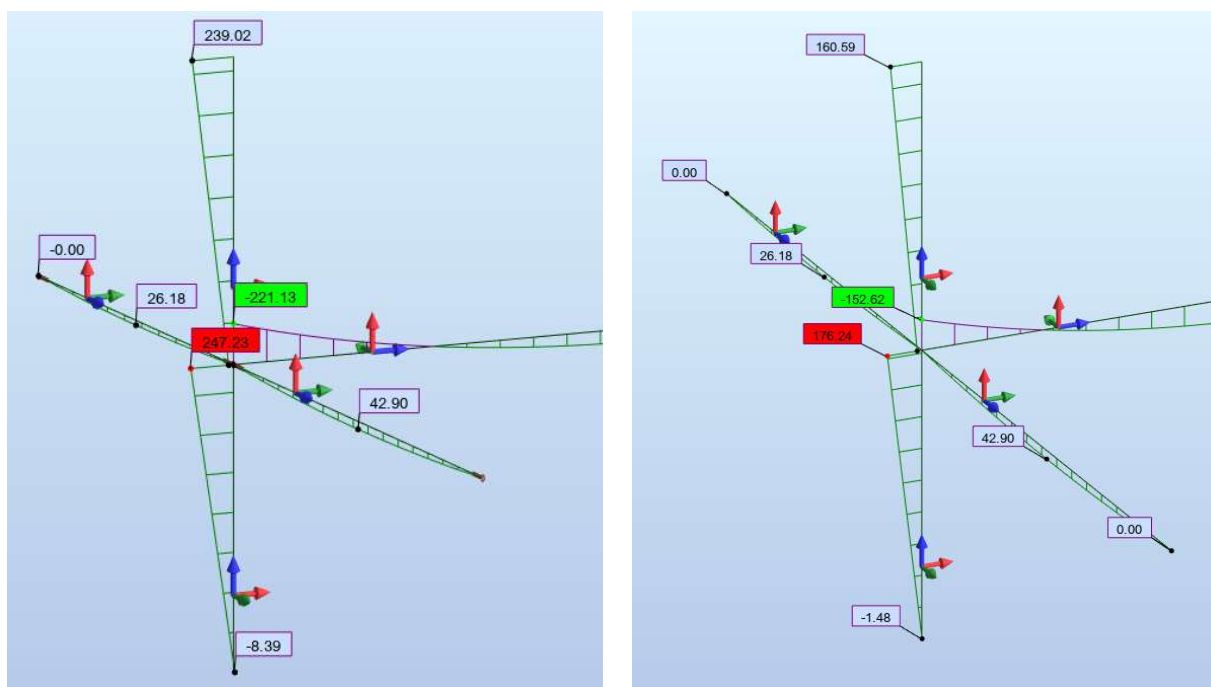


Figura V-1. Detalle de la disposición de los elementos de fijación. Variación del Momento Flector una vez aplicada la semirrigidez al nudo.

CORTANTE

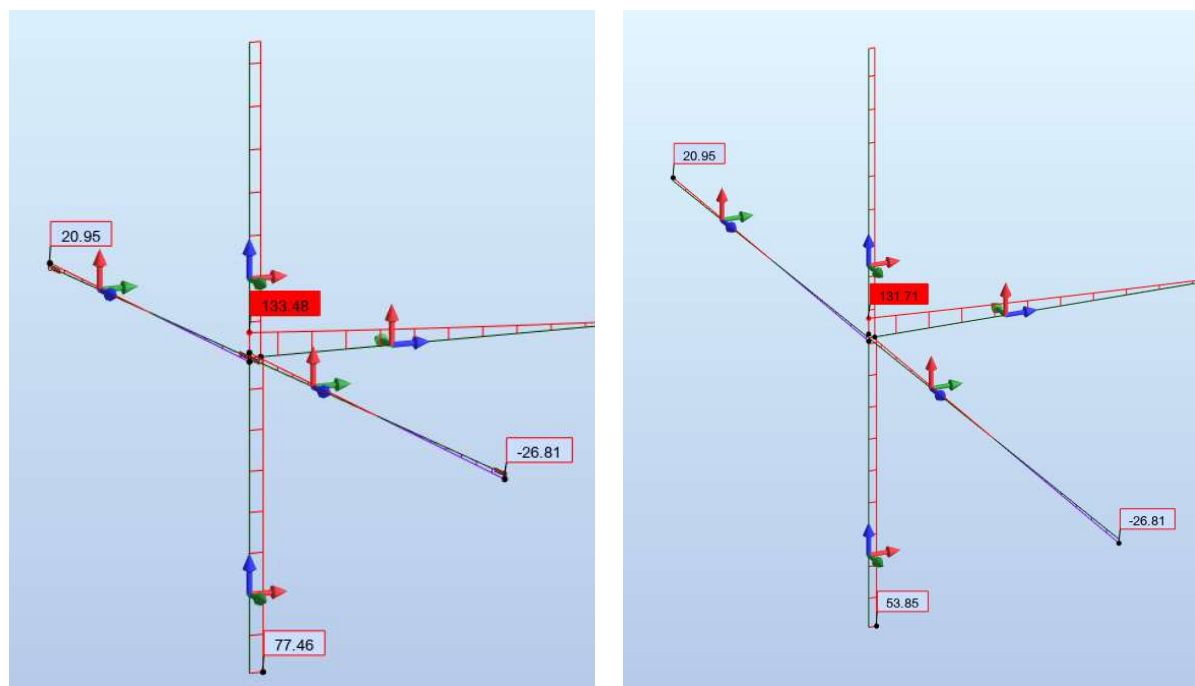


Figura V-2. Detalle de la disposición de los elementos de fijación..Variación del Cortante una vez aplicada la semirrigidez al nudo.

AXIL

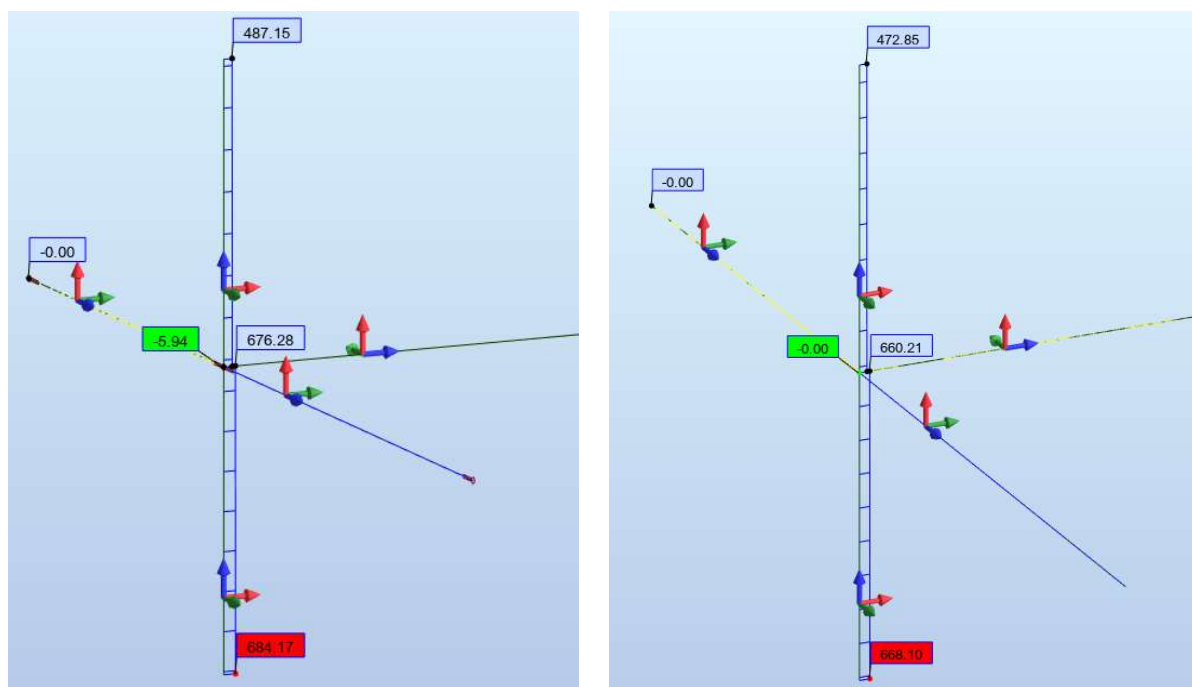


Figura V-3. Detalle de la disposición de los elementos de fijación..Variación del Axil una vez aplicada la semirrigidez al nudo.

3. COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA UNIÓN Y SU RESISTENCIA A CORTADURA.

El proceso llevado a cabo para la obtención de la geometría de los pilares y dinteles ha sido el indicado en el “4. Análisis estructural”, en base a las ecuaciones y separaciones en él definidas. Se ha recurrido a una estandarización de los cálculos por medio de una Hoja de Excel, con el fin de optimizar su definición a partir de las solicitaciones actuantes en un modelo con nudos totalmente rígidos.

Se ha considerado que la carga predominante es el viento, de clase de duración corta, y un coeficiente de seguridad $Y_m=1,3$ para uniones.

SOLICITACIONES	M_d (kN*m)	V_d (kN)	N_d (kN)
PILAR	247,00	76,00	684,00
DINTEL	221,00	133,00	0,00

DIMENSIONES	PILAR (mm)	DINTEL (mm)
CANTO	900	900
ANCHO	180	240

En este tipo de uniones se hace especial hincapié en las dimensiones de las piezas actuantes, cuya sección cumple sobradamente las resistencias requeridas frente a las solicitaciones. Sin embargo, el hecho de conseguir rigidez en el nudo implica una disposición de los elementos de fijación muy amplia, lo que conlleva radios del orden de 400 mm, que incrementando las distancias requeridas a los bordes arrojan secciones de prácticamente 1,00 m.

Previo verificación de las capacidades de carga de la unión, se puede asumir que el parámetro determinante para la definición estructural de los elementos, en este modelo en concreto, es la unión en corona.

DATOS DE PARTIDA		
TIPO DE MADERA	MADERA LAMINADA ENCOLADA	
CLASE RESISTENTE	GL30h	
$f_{v,g,k}$	3,50	N/mm ²
$\rho_{g,k}$	430	Kg/m ³
$\rho_{g,mean}$	480	Kg/m ³
CLASE DE SERVICIO	MADERA LAMINADA ENCOLADA (1)	
DURACIÓN CARGA	CORTA	
FACTOR K_{MOD}	0,9	
γ_m	1,3	
α	0°	
PERNOS	10.9	
ϕ	20	mm
$f_{u,d}$	1000	N/mm ²
$M_{y,Rk}$	724.101,16	N · mm

DISPOSICIÓN CONSTRUCTIVA		
Canto	940	mm
Diámetro perno	20	mm
Radio unión	390	m
n.máximo de pernos	20	pernos

ESFUERZO MÁXIMO POR PERNO		
F_M	33,38	kN
F_V	3,80	kN
F_N	34,20	kN
F_d	50,52	kN

CAPACIDAD DE CARGA DE LA UNIÓN		
$f_{h,0,k}$	28,21	N/mm ²
ρ_1	0,827	47,4°
ρ_2	0,744	42,6°
k_{90}	1,65	
$f_{h,1,k}$	20,86	N/mm ²
$f_{h,2,k}$	21,73	N/mm ²
β	1,04	

ECUACIONES DE JOHANSEN			
DOBLE CORTADURA (VALOR CARACTERÍSTICO DE CARGA POR PLANO DE CORTADURA)			
MODO DE FALLO	CAPACIDAD .C	E . SOGA	$F_v, Rk/\text{plano}$
(g)	75.106		75.106 N
(h)	52.160		52.160 N
(i)	30.574	7.643	38.217 N
(j)	28.557	7.139	35.696 N
Doble cortadura			35.696 N
			71.391 N

$F_{v,Rd}$ 51,402 kN
 $i_{agotamiento}$ 0,98 **CUMPLE**

COMPROBACIÓN A CORTADURA		
$F_{v,d}$	174,49	kN
K_{cr}	0,67	
τ_d	1,90	N/mm ²
$f_{v,d}$	2,52	N/mm ²
i_v	0,75	CUMPLE

Como se puede observar, se cumplen las condiciones de “carga de la unión” y de “Cortadura” con unos índices de agotamiento de 0,98 para la primera, y de 0,75 para la segunda, obteniéndose así una unión lo más óptima posible, quedando definida como se muestra a continuación:

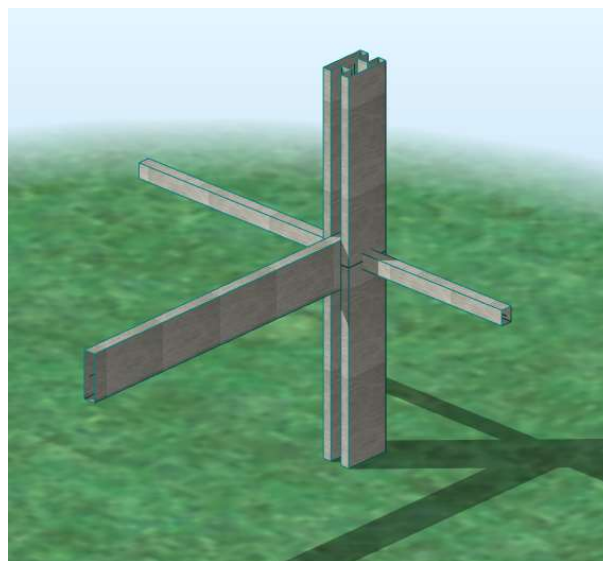
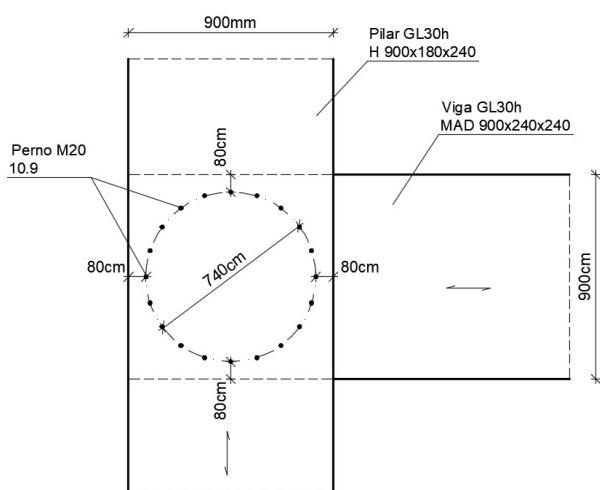


Figura V-4. Definición geométrica de la unión semirrígida.

4. ANÁLISIS DEL EFECTO DE LA SEMIRRIGIDEZ, TANTO EN LOS ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS COMO EN LOS ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.

Por último, se obtiene la rigidez total de la unión, tanto para las deformaciones como para las solicitaciones normales. El resultado obtenido será el introducido en el cuadro de diálogo del software Robot Structural Analysis para tener en cuenta este efecto de “semirrígidez” en los cálculos globales.

EFECTO DE LA SEMIRRIGIDEZ		
K_{ser}	9.144,59	N/mm
K_u	6.096,39	N/mm
$2 \cdot K_{ser}$	18.289,17	kN/m
$2 \cdot K_u$	12.192,78	kN/m
$K_{r,ser,d}$	50.075,75	kN/m
$K_{r,u,d}$	33.383,83	kN/m

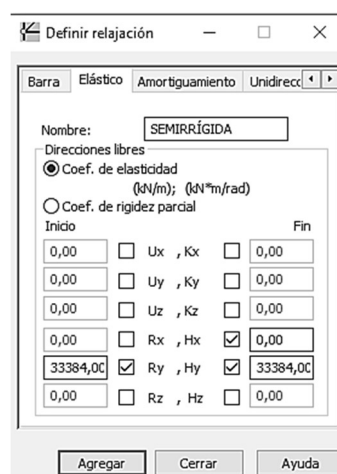


Figura V-5. Definición de los relajamientos en el software Robot Structural Analysis.

En la siguiente figura se puede apreciar como el efecto de la semirrígidez en los nudos se traduce en un incremento del desplome total de la estructura respecto a un modelo con nudos completamente rígidos. A medida que la deformación de la estructura crece, también lo hacen las solicitaciones de los arriostramientos, de modo que el fundamento principal del diseño de este tipo de uniones radica en conseguir que todos los elementos estructurales trabajen de forma óptima.

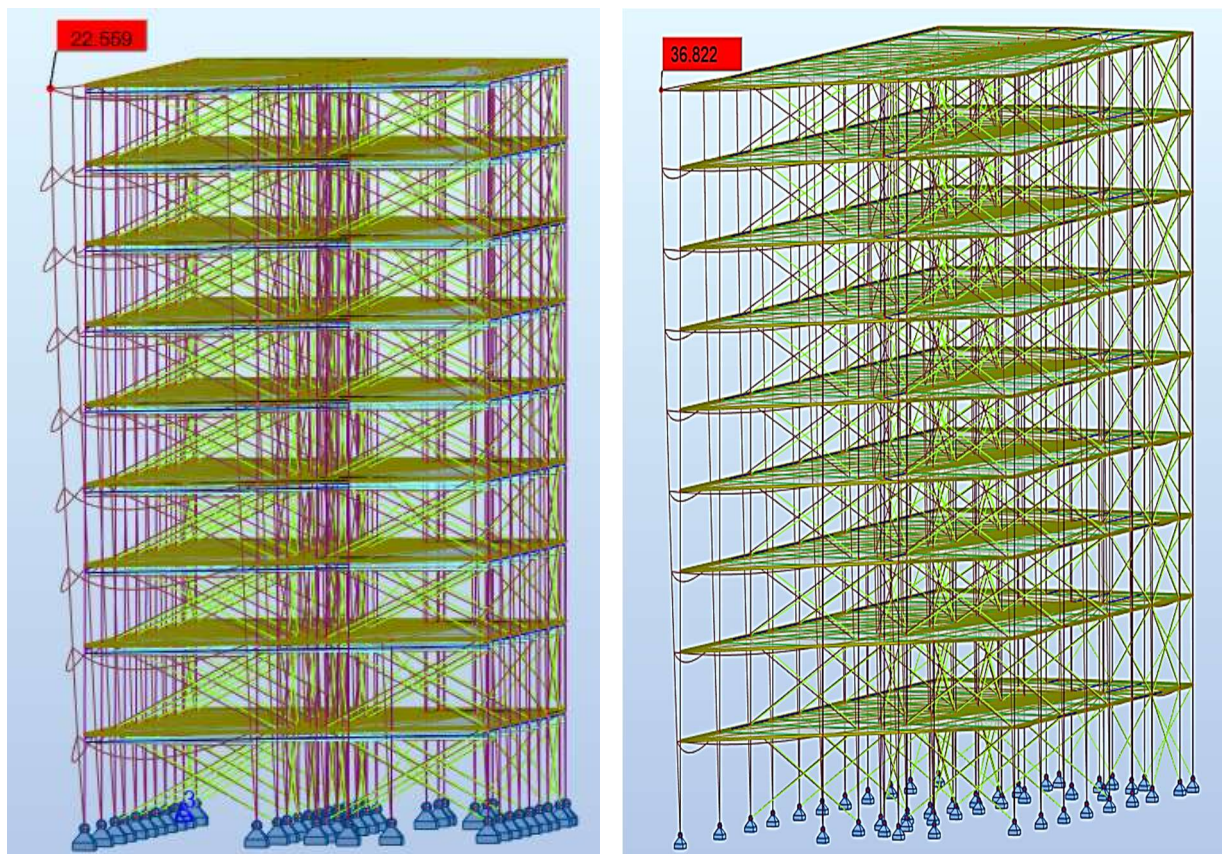


Figura V-6. Comparativa de desplazamientos entre uniones rígidas y uniones semirrígidas en el Modelo-1.

ANEXO VI- DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE UNA UNIÓN DE ARRIOSTRAMIENTO.

Para la definición de las uniones de los arriostramientos del Modelo-1 “Pórticos arriostrados de Madera Laminada Encolada (GLh)” se han seguido los criterios establecidos de comprobación de la capacidad para carga axial y carga lateral de la unión, puesto que la solicitación resultante se puede fraccionar en sus componentes F_x y F_y , realizando también la comprobación de su combinada. Los arriostramientos están formados por pletinas metálicas de acero S-275 con unas dimensiones 50x100.

Para el cálculo de esta unión se ha considerado como carga predominante el viento, puesto que los arriostramientos funcionan cuando sobre la estructura actúan esfuerzos horizontales. De este modo, se ha definido una duración de la carga “corta” con un $K_{mod} = 0,90$.

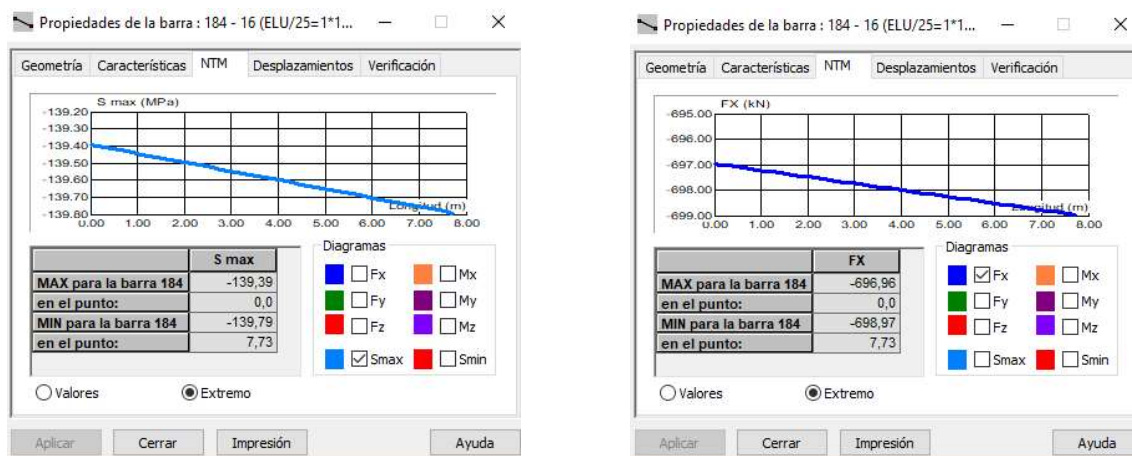


Figura VI-1. Máxima tensión y Axil en los arriostramientos definidos.

El criterio de selección de comprobación seguido es el mismo que en el resto de uniones del estudio, se analizará aquella con mayor solicitación.

CARÁCTERÍSTICAS DE LA MADERA	
TIPO DE MADERA	UNIONES
CLASE RESISTENTE	GL30h
ρ_g, k	430 Kg/m ³

BASES DE CÁLCULO	
CLASE DE SERVICIO	MADERA LAMINADA ENCOLADA (1)
DURACIÓN CARGA	CORTA
FACTOR K_{MOD}	0,9
Y_m	1,3

DATOS DEL ELEMENTO DE FIJACIÓN	
TIRAFONDOS	12.9
NÚMERO	24
GRUPOS	4
ϕ_{re}	12 mm
ϕ_{ri}	9 mm
ϕ_{cabeza}	20 mm
l_{total}	530 mm
$l_{garganta}$	500 mm
$l_{caña}$	18 mm
$f_{u,d}$	12000 N/mm ²

DIMENSIONES DE LA PLACA		
BASE	500	mm
ALTURA	520	mm
ESPESOR	12	mm
$r_{longitudinal}$	-	mm
$r_{transversal}$	40	mm

La fuerza actuante en el arriostramiento forma un ángulo de 60° con la horizontal, de modo que se descompone en F_x y F_y para el estudio de la capacidad de carga de la unión:

CARGAS AXIAL Y LATERAL ACTUANTES (KN)			
F_d		700.000,00	N
α		60°	
F_{dx}		350.000,00	N
F_{dy}		606.217,78	N

Se han de verificar las dos condiciones siguientes para poder aplicar a los tirafondos las expresiones de los pernos y seguir la formulación básica:

CAPACIDAD DE CARGA AXIAL			
$6\text{mm} \leq \phi_{re} \leq 12\text{mm}$	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO
$0,6 \leq \phi_{ri}/\phi_{re} \leq 0,75$	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO
ASEMEJAR A PERNOS			

De este modo se obtiene la capacidad de carga axial de la unión, estableciendo el número eficaz de tirafondos para el conjunto frente a fuerzas paralelas al fuste.

RESISTENCIA AL ARRANQUE PERPENDICULAR A LA FIBRA (N/mm ²)			
$f_{ax,k}$		10,31	N/mm ²
n_{ef}		17,47	
k_d		1	
α		90	
$F_{ax,90,Rk}$		1.080.518	N
$F_{ax,90,Rd}$		748.051	N
$i_{agotamiento}$		0,468	CORRECTO

Según el criterio del Eurocódigo 5, la unión se clasifica como "simple cortadura, placas de acero gruesas ($t \geq d$). Previo cálculo de la capacidad de carga lateral de la unión se ha de establecer el efecto sogá de ésta, que incrementará la resistencia de la unión:

Se obtiene un nuevo diámetro eficaz para el tirafondos ($1,1 \cdot \phi = 9,9\text{mm}$) y se establece el parámetro t_1 , que en este caso es la penetración de la pieza de punta. Los cálculos efectuados para obtener el efecto sogá se realizarán con el nuevo ϕ_e .

CAPACIDAD DE CARGA LATERAL			
ϕ_{ef}		9,9	mm
t_1		510	mm
$f_{h,0,k}$		31,77	N/mm ²
$M_{y,Rk}$		1.396.220	N · mm
n_{ef}		1	
k_d		1	
α		90	
$F_{ax,90,Rk}$		61.865	N
$F_{ax,90,Rk/4}$		15.466	N
*La caña del tirafondos se insertará una profundidad menor a $4 \cdot \phi$			

El efecto sogá, según el Eurocódigo 5, no debe superar en un 25 % al valor relativo a la parte debida a Johansen:

ECUACIONES DE JOHANSEN				
$F_{v,Rk} = \min$	160.403		160.403	N
	70.280,3	+	15.466	85.746 N
	48.197,7	+	15.466	63.664 N
	$F_{v,Rk}$		63.664	N
	$F_{v,Rd}$		44.075	N
	$n_{ef} = \min$		4,297	

Capacidad total:

Grupos	4	$F_{v,Rd}$	757.489	N
Tiraf./Grup	6	$i_{agotamiento}$	0,800	CORRECTO

Los tirafondos se han definido en cuatro grupos, con el fin de disminuir la cantidad de éstos alineados de forma paralela a la fibra y que el número eficaz sea lo más alto posible, de este modo, en un grupo de 6 tirafondos se considera que trabajan 4,3.

Como se puede observar en las ecuaciones previas, el factor determinante en la unión es la plastificación de la clavija, puesto que la placa impide su giro, haciendo las veces de empotramiento. Por ello, la calidad del tirafondos se ha incrementado de 8.8 a 10.9.

Para este tipo de uniones es imprescindible realizar la comprobación combinada de carga axial y carga lateral, puesto que las solicitaciones se dan de forma simultánea:

CAPACIDAD COMBINADA			
F_{dx}		350.000	N
$F_{ax, 90, Rd}$		748.051	N
F_{dy}		606.218	N
$F_{v, Rd}$		757.489	N
$i_{agotamiento}$		0,859	CORRECTO

De los resultados obtenidos se desprende la conclusión de que la unión queda condicionada por la acción combinada de la carga axial y la carga lateral. La fuerza actuante es de tal importancia que para evitar el arranque de los elementos de fijación se ha aumentado la longitud de la parte roscada, asegurando así un correcto anclaje y distribución uniforme de las tensiones.

Es importante tener presente que se está transfiriendo una carga de 700 kN desde un elemento metálico ($f_y=275 \text{ N/mm}^2$) a otro de madera y en disposición perpendicular a sus fibras ($f_{t,90, k}=0,50 \text{ N/mm}^2$), de modo que las dimensiones obtenidas guardan coherencia con los parámetros de estudio.

Dada la alta densidad de elementos de fijación, las condiciones geométricas para estas uniones son condicionantes, no sólo de la placa de anclaje, sino también para las dimensiones de la pieza de madera. A continuación, se plasman las distancias y separaciones de proyecto enfrentadas con las restricciones de la normativa:

CONDICIONES GEOMÉTRICAS				
CARGA AXIAL				
	Proyecto		Normativa	
a_1	84	mm	84	mm
a_2	88	mm	60	mm
$a_{2, CG}$	50	mm	48	mm
CARGA LATERAL				
	Proyecto		Normativa	
a_1	84	mm	60	mm
a_2	88	mm	48	mm
$a_{4, c}$	40	mm	36	mm

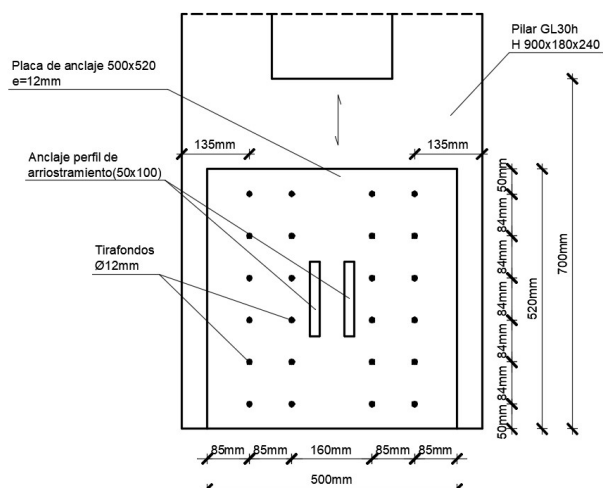


Figura VI-2. Detalle de la disposición de los elementos de fijación.

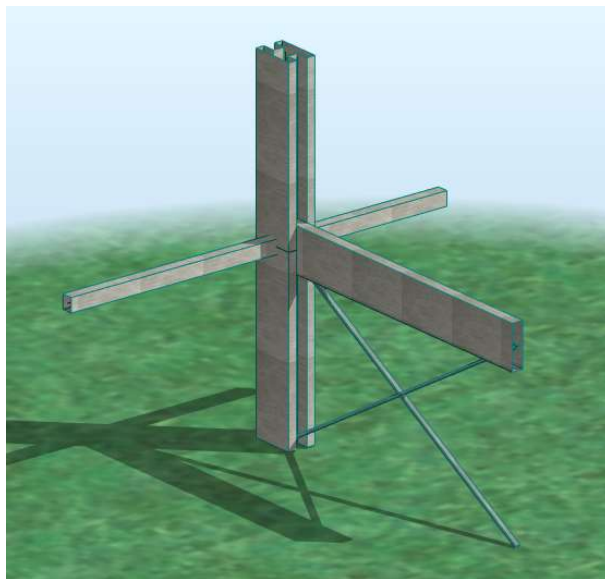


Figura VI-3. Vista esquemática de los elementos de la unión.

Por último, se ha llegado a la conclusión de que habrá que aumentar la sección de los pilares en aquellas zonas en las que se encuentren con los arriostramientos, puesto que los tirafondos definidos requieren de una profundidad de anclaje de 500 mm, aumentando su longitud total a 530 mm (teniendo en cuenta el espesor de la placa y la longitud de la caña). Esto se solventa macizando dicha zona y transformando la sección del pilar en rectangular (900 x 600mm) allí donde se deba disponer una placa de arriostramiento.

En la siguiente figura se muestra un esquema de la definición global de la unión de arriostramiento, con el incremento de la sección del pilar en la zona de anclaje, se efectuará tanto en el pie como en la cabeza de los pilares cuando a ellos llegue un arriostramiento:

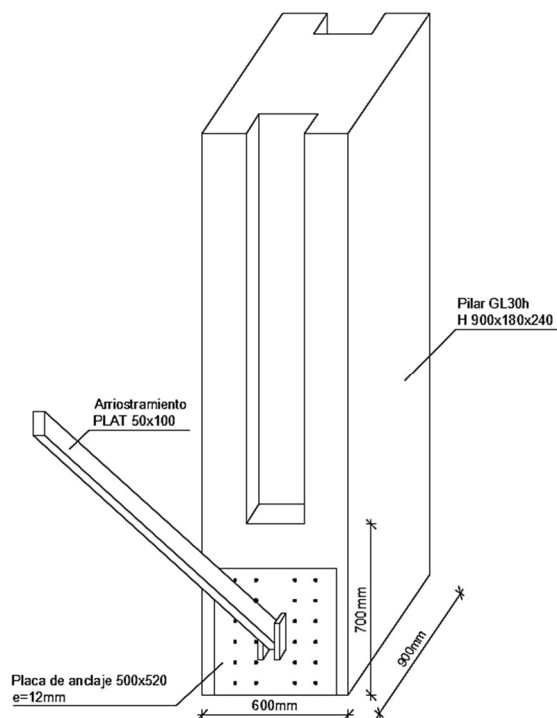


Figura VI-4. Detalle de la disposición de los elementos de fijación. Esquema del resultado final de la unión de los arriostramientos.

ANEXO VII- DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE UNA UNIÓN PILAR-DINTEL.

Estas uniones se aplicarán al Modelo-3 “Pórticos sin arriostramiento de Madera Laminada Encolada (GL30h) con núcleos rígidos de Cross Laminated Timber (CLT24)”, tanto en los nudos extremos como en los intermedios.

El planteamiento seguido es el mismo que para todas las uniones definidas en el presente estudio, se analiza el caso más solicitado.

Dada la geometría establecida en el Modelo-3, los pilares están formados por piezas paralelas de madera de 500x180mm, separados una distancia de 240mm, y en su interior se albergan las vigas principales de las plantas, cuyas dimensiones son de 240x460mm. Esta disposición implica dos planos de cortadura entre madera-madera, de modo que las ecuaciones de Johansen que se aplicarán serán las pertinentes.

CARÁCTERÍSTICAS DE LA MADERA			
TIPO DE MADERA	UNIONES		
CLASE RESISTENTE	GL30h		
$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²	
$\rho_{g,k}$	430	Kg/m ²	

Puesto que estas uniones están solicitadas exclusivamente a cortante, y éste procede en su mayoría de las cargas gravitatorias, se ha considerado una duración de carga “media”, correspondiente a la sobrecarga de uso. El coeficiente de minoración de la resistencia es el correspondiente a las uniones ($Y_m=1,3$):

BASES DE CÁLCULO	
CLASE DE SERVICIO	MADERA LAMINADA ENCOLADA (1)
DURACIÓN CARGA	MEDIA
FACTOR K_{MOD}	0,8
Y_m	1,3

DIMENSIONES DE LA PIEZA		
t1	180	mm
h1	500	mm
t2	240	mm
h2	460	mm
α	90	°

DATOS DEL ELEMENTO DE FIJACIÓN		
PERNOS	8.8	
NÚMERO	8	
FILAS	4	
ϕ_{perno}	12	mm
$\phi_{arandela}$	58	mm
$f_{u,d}$	800	N/mm ²
M_y, R_k	153.491	N · mm

CARGA ACTUANTE		
$F_{v,d}$	120.000	N

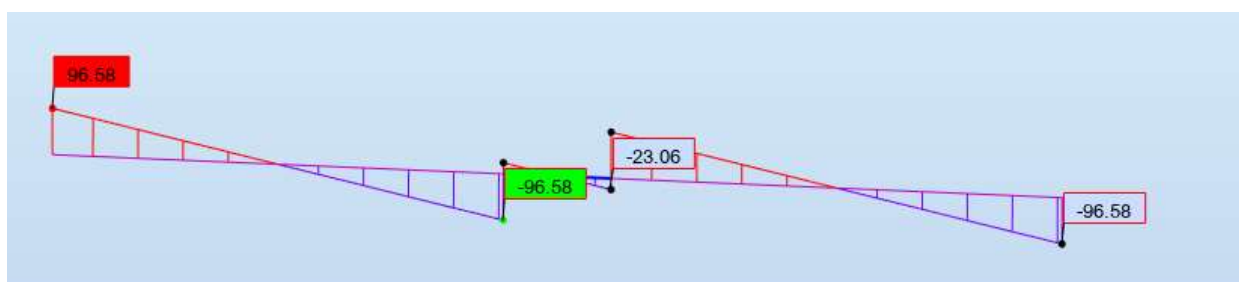


Figura VII-1. Diagrama de máximos cortantes actuantes en la unión.

Las tensiones de transferencia de la carga entre las clavijas y las vigas de madera forman 90° con la fibra, de modo que su resistencia de aplastamiento se referida a dicha dirección.

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO (Piezas ortogonales)		
$f_{h,0,k}$	31,03	N/mm ²
$f_{h,90,k}$	20,28	N/mm ²
k_{90}	1,53	
β	1,53	

En este caso, como la unión está formada por pernos, el efecto sogá está motivado por la compresión que ejerce la arandela sobre el paramento de las piezas externas. Esta compresión localizada es perpendicular a las fibras, y el Eurocódigo 5 permite considerar el triple de la característica del material. De este modo se tiene que el efecto sogá asciende a:

CAPACIDAD DE CARGA LATERAL		
EFECTO SOGA		
$F_{ax,Rk}$	18.661	N
$F_{ax,Rk}/4$	4.665	N

Aplicando las ecuaciones de Johansen se deduce la capacidad de carga lateral última de la unión, que es mayor que la sollicitación a cortante, verificándose así el correcto comportamiento de la conexión:

ECUACIONES DE JOHANSEN			
MODO DE FALLO	CAPACIDAD .C	E. SOGA	$F_v,Rk/\text{plano}$
$F_{v,Rk} = \min$	67.022		67.022 N
	29.204		29.204 N
	25.944	4.665	30.609 N
	13.522	3.380 ¹	16.902 N
			16.902 N

$$n_{ef/fila} = \min 1,79$$

Grupos 4

$$F_{v,Rk} = 242.458 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = 149.205 \text{ N}$$

$$i_{agotamiento} = 0,804 \quad \text{CUMPLE}$$

Puesto que la unión es estandarizada, se han de verificar las condiciones geométricas establecidas en el Eurocódigo 5 para evitar posibles fallos:

CONDICIONES GEOMÉTRICAS			
	Proyecto	Normativa	VERIFICACIÓN
a_1	100 mm	60 mm	CUMPLE
a_2	260 mm	48 mm	CUMPLE
a_{3t}	100 mm	84 mm	CUMPLE
a_{3c}	100 mm	84 mm	CUMPLE
a_{4t}	100 mm	48 mm	CUMPLE
a_{4c}	100 mm	36 mm	CUMPLE

¹ La fuerza debida al efecto sogá no ha de ser superior al 25% de la capacidad debida a Johansen.

Por último, como estas uniones generan una fuerza de tracción perpendicular a la fibra se ha de comprobar el posible fallo por hienda. Como el encuentro dispone de dos planos de cortadura, la fuerza actuante se reparte en ambos de igual forma:

COMPROBACIÓN DE FALLO POR HIENDA			
h	460	mm	
he	360	mm	
t2	240	mm	
w	1		
$F_{vEd,1}$	60.000	N	
$F_{vEd,2}$	60.000	N	
$F_{90,Rk}$	136.732	N	
$F_{90,Rk}$	84.143	N	
i _{agotamiento}	0,713		CUMPLE

De este modo, las uniones entre pilar y dintel principal en el Modelo-2 quedan definidas mediante dos filas de 4 pernos cada una, de una métrica M12 y una arandela de $\phi = 58\text{mm}$. En la siguiente figura se plasma la disposición geométrica de los elementos de fijación.

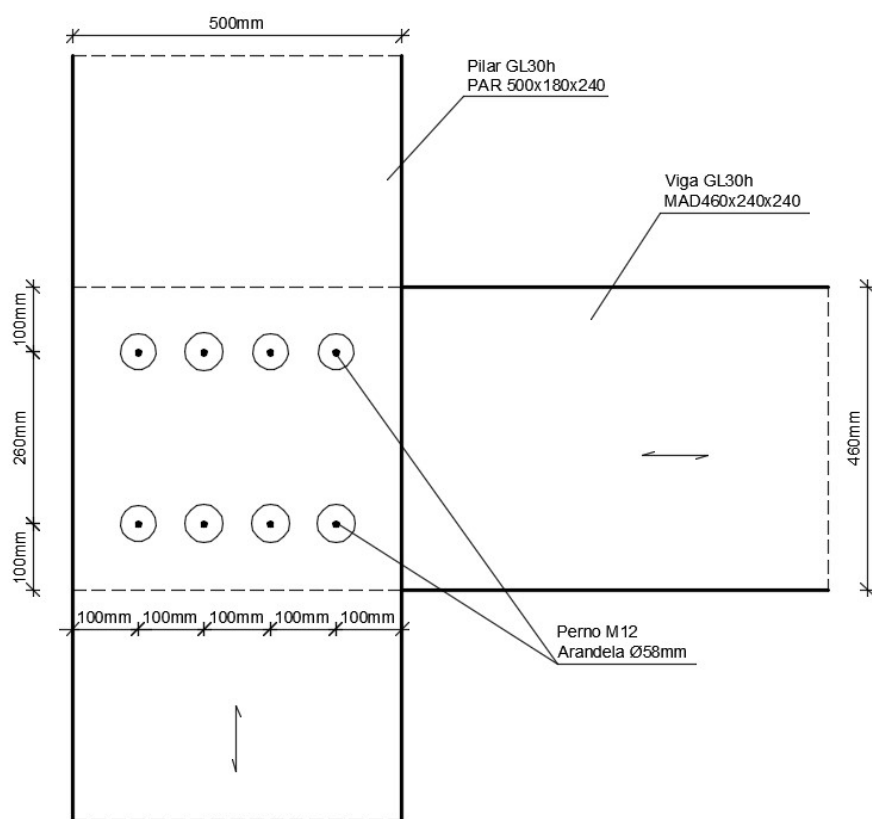


Figura VII-2. Disposiciones y separaciones de la unión Pilar-Dintel.

ANEXO VIII- DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE UNA UNIÓN PILAR-DINTEL (B).

Este tipo de uniones se establecen en los Modelos-1 y 3, dado que son las que conectan las vigas de cierre con los pilares, haciendo que el conjunto estructural se comporte como un todo en sentido “Y”, y desligando la completa responsabilidad del forjado a este fin.

Estas uniones requieren de placas prefabricadas, de modo que se ha seguido el catálogo de “Rothoblaas” para la definición de los parámetros geométricos de las piezas metálicas que se emplearán. Además, estas uniones son un compendio de dos, la primera de ellas es una unión de simple cortadura madera-acero, y hace referencia a la conexión entre la placa metálica y el lateral de uno de los pilares. Por otro lado, se encuentra la unión entre dicha placa y la viga, que se considera como una unión de doble cortadura con placa metálica central. Por este motivo no es necesario diferenciar el espesor de la placa, puesto que se permite la formación de una rótula plástica en el centro.

En estas uniones se ha de respetar una distancia a la testa de la viga, y a ella se dispondrán los elementos de fijación. En ese punto es donde se considerará la aplicación de la carga a cortante, que generará un momento en la conexión entre la placa y el pilar, de modo que en ella se habrá de comprobar la capacidad frente a carga axial de la unión.

CARÁCTERÍSTICAS DE LA MADERA		
TIPO DE MADERA	UNIONES	
CLASE RESISTENTE	GL30h	
$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²
$\rho_{g,k}$	430	Kg/m ³

Puesto que la sollicitación externa actuante es exclusivamente a cortante, y éste procede en su mayoría de las cargas gravitatorias, se ha considerado una duración de carga “media”, correspondiente a la sobrecarga de uso, dando lugar a un $K_{mod}=0,8$. El coeficiente de minoración de la resistencia es el correspondiente a las uniones ($Y_m=1,3$):

BASES DE CÁLCULO	
CLASE DE SERVICIO	MADERA LAMINADA ENCOLADA (1)
DURACIÓN CARGA	MEDIA
FACTOR K_{MOD}	0,8
Y_m	1,3

Las dimensiones de la placa son las indicadas por el fabricante, que ha de tener una altura total 40mm inferior al canto de la viga más pequeña ($e=300-40 < 260$ mm):

DIMENSIONES DE LA PLACA		
UNIÓN CON PILAR:		
e	6	mm
h1	280	mm
b	-	mm
UNIÓN CON DINTEL:		
e	6	mm
h1	240	mm
b	109,4	mm

DIMENSIONES DE LAS PIEZAS		
PILAR		
t1	180	mm
h1	-	mm
DINTEL		
t1	240	mm
h1	300	mm

DATOS DE LOS ELEMENTOS DE FIJACIÓN

PILAR

TIRAFONDOS	8.8
NÚMERO	46
GRUPOS	4
$\phi_{rosca.e}$	6 mm
$\phi_{rosca.i}$	4,5 mm
ϕ_{caceza}	7,8 mm
l	100 mm
$l_{garganta}$	76 mm
$l_{caña}$	24 mm
$f_{u,d}$	800 N/mm ²
$M_{y,Rk}$	11.983 N·mm

DINTEL

PASADORES	8.8
$\phi_{pasador}$	12 mm
NÚMERO	7
GRUPOS	1
$f_{u,d}$	800 N/mm ²
$M_{y,Rk}$	153.491 N·mm

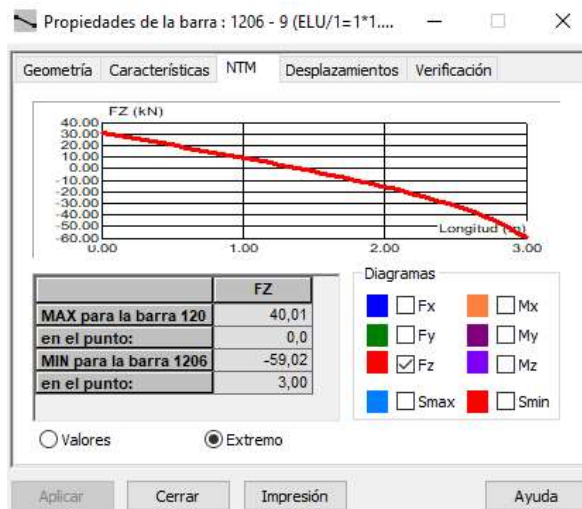


Figura VIII-1. Cortante actuante en la unión (RSA).

CARGA ACTUANTE

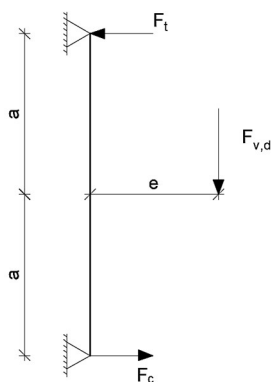
$F_{v,d}$	60.000 N
-----------	----------

PLACA-PILAR

CARGA AXIAL ACTUANTE (KN)

F_d	21.500 N
α	0 °
F_{dx}	21.500 N
F_{dy}	0,00 N

El cortante, al tener una cierta excentricidad respecto a la placa de unión con el pilar, genera un momento flector, originando fuerzas de tracción y compresión:



Donde:

- $F_{v,d}$: Carga de cortante actuante.
- e : 86mm (según el fabricante).
- $2 \cdot a$: 240mm (según el fabricante).

$$F_T = \frac{F_{v,d} \cdot e}{2 \cdot a}$$

Figura VIII-2. Obtención de la fuerza de tracción en la placa.

Se comprueban las condiciones geométricas de los tirafondos para poder aplicar las expresiones simplificadas del Eurocódigo 5 y asemejarlos a pernos:

CAPACIDAD DE CARGA AXIAL			
$6\text{mm} \leq \phi_{re} \leq 12\text{mm}$	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO
$0,6 \leq \phi_{ri}/\phi_{re} \leq 0,75$	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO

A continuación, se procede a la verificación de la resistencia al arranque perpendicular a la fibra de los tirafondos traccionados. Para ello se ha considerado que trabajan sólo los ubicados en la mitad superior de la placa y, por estar alineados en 4 grupos, se logra su número eficaz. De este modo se tiene que:

RESISTENCIA AL ARRANQUE PERPENDICULAR A LA FIBRA (N/mm ²)			
$f_{ax,k}$	17,60	N/mm ²	
n_{ef}	16,81		
k_d	0,75		
α	90		
$F_{ax,90,Rk}$	101.205	N	
$F_{ax,90,Rd}$	62.280	N	
$i_{agotamiento}$	0,345	CORRECTO	

La comprobación de carga lateral de la unión se realiza primero a uno de los tirafondos y posteriormente se extrapola a la totalidad de la unión, teniendo en cuenta que el número de estos se ve reducido por el efecto de su alineación respecto a la dirección paralela de la fibra.

Se halla la aportación de los tirafondos a la carga lateral mediante el efecto sogá, que corresponde a una cuarta parte de la capacidad de carga axial y no ha de superar en un 25% a la parte correspondiente de Johansen:

CAPACIDAD DE CARGA LATERAL			
<i>*La caña del tirafondos se insertará una profundidad menor a $4 \cdot \phi$</i>			
ϕ_{ef}	6,6	mm	
t_1	94	mm	
$f_{h,0,k}$	32,93	N/mm ²	
M_y, Rk	485.847	N · mm	
n_{ef}	1		
k_d	0,825		
α	90		
$F_{ax,90,Rk}$	12.389	N	
$F_{ax,90,Rk}/4$	3.097	N	

ECUACIONES DE JOHANSEN (SIMPLE CORTADURA)			
$F_{v,Rk} = \min$	20.432	+	20.432 N
	15.027	+	3.097 N
	23.636	+	3.097 N

***Simple cortadura**

$F_{v,Rk}$ 18.124 N
 $F_{v,Rd}$ 11.153 N
 $n_{ef} = \min$ 11,000

Capacidad total:

Grupos 4
Tiraf./Grup 11

$F_{v,Rd}$ 490.750 N
 $i_{agotamiento}$ 0,122

CORRECTO

Por último, una vez verificadas las capacidades por separado, se procede a la comprobación de la combinación entre la carga axial y la lateral de la unión.

CAPACIDAD COMBINADA			
F_{dx}	18.429	N	
$F_{ax,90,Rd}$	62.280	N	
$F_{v,d}$	60.000	N	
$F_{v,Rd}$	490.750	N	
$i_{agotamiento}$	0,103		CORRECTO

Por otro lado, se ha de verificar la unión respecto a la viga. En este caso, sólo se comprobará la capacidad de carga lateral, puesto que es la única sollicitación actuante.

PLACA-DINTEL

CAPACIDAD DE CARGA LATERAL			
ϕ	12	mm	
t_1	117	mm	
$f_{h,0,k}$	31,03	N/mm ²	
$f_{h,90,k}$	20,28	N/mm ²	
k_{90}	1,53		

Como los pasadores no tienen capacidad de carga axial, no se desarrolla el efecto sogá en este tipo de elementos de fijación. A continuación, se plasman las ecuaciones de Johansen referentes a doble cortadura en uniones del tipo madera-acero con placa metálica central:

ECUACIONES DE JOHANSEN (DOBLE CORTADURA)			
$F_{v,Rk} = \min$	28.473	+	28.473 N
	13.608,5	+	0
	14.057,1	+	0

***Doble cortadura**

PASADORES 7

$F_{v,Rk}$ 13.609 N

$F_{v,Rk}$ 27.217 N

$F_{v,Rd}$ 117.243 N

$i_{agotamiento}$ 0,512

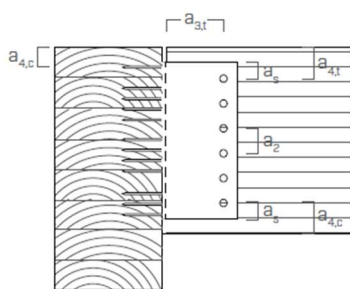
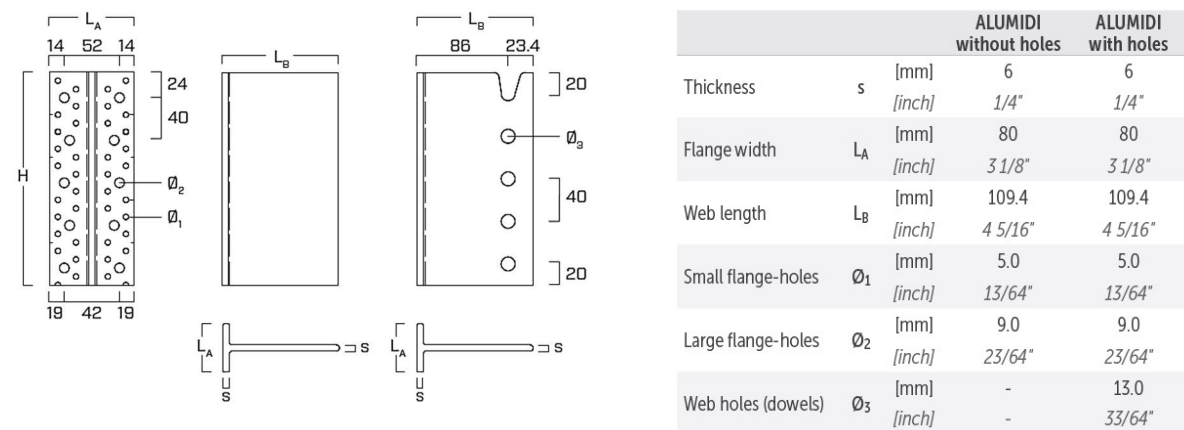
CORRECTO

Por último, por generarse tracciones perpendiculares a la fibra de la pieza de madera se ha de comprobar el fallo por hienda. Como el encuentro dispone de dos planos de cortadura, la fuerza actuante se reparte en ambos de igual forma:

COMPROBACIÓN DE FALLO POR HIENDA			
h	300	mm	
h_e	270	mm	
t_1	117	mm	
w	1		
$F_{vEd,1}$	30.000	N	
$F_{vEd,2}$	30.000	N	
$F_{90,Rk}$	63.436	N	
$F_{90,Rk}$	39.040	N	
$i_{agotamiento}$	0,768		CUMPLE

De los cálculos realizados se extrae la conclusión de que el factor crítico en esta unión es la comprobación de fallo por hienda en la viga de madera. El resto de comprobaciones se verifican holgadamente.

Puesto que esta unión se ha comprobado en base a las especificaciones geométricas del fabricante, la disposición y las separaciones de los elementos de unión son los indicados en sus catálogos, cumpliendo los requisitos establecidos en la normativa:



SECONDARY BEAM - TIMBER			self-drilling dowel SBD Ø7.5	smooth dowel STA Ø12
Dowel - Dowel	a ₂	[mm] ≥ 3 d [inch] ≥ 3 d	≥ 23 29/32"	≥ 36 1 27/64"
Dowel - Beam extrados	a _{4,t}	[mm] ≥ 4 d [inch] ≥ 4 d	≥ 30 1 3/16"	≥ 48 1 57/64"
Dowel - Beam intrados	a _{4,c}	[mm] ≥ 3 d [inch] ≥ 3 d	≥ 23 29/32"	≥ 36 1 27/64"
Dowel - Beam end	a _{3,t}	[mm] ≥ {7d; 80} [inch] ≥ {7d; 80}	≥ 80 3 5/32"	≥ 80 3 5/32"
Dowel - Bracket edge	a ₅	[mm] ≥ 1.2 d ₀ (1) [inch] ≥ 1.2 d ₀ (1)	≥ 10 25/64"	≥ 16 5/8"

MAIN BEAM - TIMBER			anker nail LBA Ø4	screw LBS Ø5
First connector - Beam extrados	a _{4,c}	[mm] ≥ 5 d [inch] ≥ 5 d	≥ 20 25/32"	≥ 25 1"

Figura VIII-3. Dimensiones de la placa en "T" alumidi with holes de "ROTHOBLAAS".